

DIMENSIONAMENTO ÓPTIMO DE PONTES MISTAS RODOVIÁRIAS DE PEQUENO VÃO

Albano Manuel Silva Ferraz

Relatório de Dissertação submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professora Doutora Elsa de Sá Caetano

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

AGRADECIMENTOS

A todos que me apoiaram na realização desta dissertação, principalmente à minha orientadora, a Professora Doutora Elsa de Sá Caetano, pelas horas de trabalho dispendidas e pelo apoio que me deu na realização deste trabalho.

Aos meus colegas e amigos, que através de discussões construtivas, contribuíram para a realização de um melhor trabalho.

Aos engenheiros João Martins, Luís Macedo, Zé Pedro e Susana Garcia pelo incentivo e ideias.

Ao engenheiro Seara pelos conselhos.

Finalmente aos meus pais e ao meu irmão, que sempre acreditaram no meu sucesso e me apoiaram em todos os momentos.

RESUMO

Com a evolução dos materiais e sistemas construtivos aplicados na construção mista aço/betão, estas estruturas tornam-se muitas vezes na solução mais adequada. Em países como a França ou Estados Unidos as pontes mistas representam uma parcela muito importante das pontes construídas. Essa tendência tem vindo a chegar a Portugal mas de uma forma muito lenta devido à tradição das estruturas de betão.

Este trabalho pretende apresentar algumas das vantagens das estruturas mistas aplicadas na construção em geral, mas principalmente em pontes, enumerando os principais sistemas estruturais aplicados a pontes de pequeno vão. Os aspectos referentes ao dimensionamento e verificação de segurança das estruturas abordados basearam-se na aplicação de normas europeias (Eurocódigos) ambicionando com isso contribuir para a divulgação do uso destas normas.

Esta dissertação teve como principal objectivo a determinação da solução mais económica entre os sistemas estruturais tradicionais em pontes mistas de pequeno vão: um baseado no sistema bi-viga, com utilização de perfis reconstituídos soldados, e outro baseado num sistema multi-viga, com recurso a perfis laminares.

Através do dimensionamento e verificação de segurança aos estados limites últimos e das verificações em estados limites de utilização, conclui-se que a solução bi-viga é a mais económica em pontes de pequeno vão.

PALAVRAS-CHAVE: Ponte Mista, Dimensionamento ótimo, Eurocódigo.

ABSTRACT

The improvement of materials and structural systems applied to the composite steel/concrete structures often makes these structures one of the best solutions. In some countries as France or the United States most bridges built are composite. This tendency has arrived to Portugal, although gradually, because of the strong tradition of concrete structures.

The present work aims to point out some of the advantages of composite structures, namely bridges, listing the most common structural systems for small span bridges. The designing and verification procedures aspects were covered by the use of Eurocodes, with the intent of spreading the use of these codes.

The main objective is to find the most economical solution within those selected for composite small span bridges; two-girder bridges versus hot rolled sections girder bridges.

Designing and verifying the structural safety under ultimate and serviceability limit states of multiple solutions, concluding that the most economical solution is two-girder bridges for small span bridges.

Keywords: Composite bridge, Optimized design, Eurocode.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	17
1.1. ASPECTOS GERAIS	17
1.2. OBJECTIVOS DA TESE	17
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	18
2. CONSTRUÇÃO MISTA AÇO BETÃO	19
2.1. PRINCÍPIOS DA ACÇÃO MISTA	19
2.2. TIPOS DE ELEMENTOS MISTOS	19
2.2.1. VIGAS MISTAS	19
2.2.2. LAJES MISTAS	20
2.2.3. PILARES MISTOS	20
2.3. APLICAÇÕES DA CONSTRUÇÃO MISTA	21
2.4. CONSTRUÇÃO MISTA EM PORTUGAL	22
2.5. CONSTRUÇÃO MISTA: VANTAGENS E DESVANTAGENS	23
2.6. PONTES MISTAS	24
2.6.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS EM PONTES	25
2.6.2. VANTAGENS DAS PONTES MISTAS	31
2.6.3. APLICAÇÃO EM PORTUGAL	31
3. MATERIAIS	37
3.1. INTRODUÇÃO	37
3.2. AÇO ESTRUTURAL	37
3.3. BETÃO	40

4. ACÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES EM PONTES RODÓVIARIAS – EUROCÓDIGO	43
4.1. ASPECTOS GERAIS	43
4.2. ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS	44
4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES	44
4.2.2. RETRACÇÃO	45
4.2.3. FLUÊNCIA	46
4.2.4. ACÇÕES VARIÁVEIS	47
4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	53
4.3.1. ESTADOS LIMITES	54
4.3.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U.)	54
4.3.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES PARA O ESTADO LIMITE SERVIÇO (E.L.S.)	56
5. ANÁLISE ESTRUTURAL DE PONTES MISTAS	57
5.1. ASPECTOS GERAIS	57
5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	57
5.2.1. EFEITO DE “SHEAR LAG”	57
5.2.2. ENCURVADURA LOCAL	59
5.2.3. EFEITO DA FISSURAÇÃO DO BETÃO	62
5.2.4. EFEITO DA FLUÊNCIA	63
5.2.5. EFEITO DA RETRACÇÃO	64
6. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DE PONTES MISTAS	65
6.1. INTRODUÇÃO	65
6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA	65
6.2.1. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES	65
6.2.2. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA POR ESFORÇO TRANSVERSO	68
6.2.3. INTERACÇÃO ENTRE O MOMENTO FLECTOR E O ESFORÇO TRANSVERSO	70
6.2.4. RESISTÊNCIA AO ESFORÇO DE CORTE LONGITUDINAL NO PLANO DA LIGAÇÃO AÇO-BETÃO	74
6.2.5. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA LATERAL	78
6.2.6. FADIGA (ROTURA FRÁGIL)	80
6.2.7. VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO	81

7. ESTUDO COMPARATIVO	83
7.1. TABULEIROS TIPO CONSIDERADOS	83
7.2. DADOS A COMPARAR	84
7.3. TABULEIROS EM SOLUÇÃO BI-VIGA	85
7.3.1. DADOS GEOMÉTRICOS	85
7.3.2. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS CARGAS	85
7.3.3. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA	88
7.3.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS METÁLICAS	88
7.4. TABULEIROS EM SOLUÇÃO MULTI-VIGA	93
7.5. COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES – ESTIMATIVA DE CUSTOS	96
7.6. MODELAÇÃO NUMÉRICA	999
7.6.1. MODELOS	101
7.6.2. ANÁLISE DA LAJE	101
8. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	105
8.1. CONCLUSÕES	105
8.2. PERSPECTIVAS PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	106

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 - Comportamento de vigas Flectidas; a)Funcionamento Independente; b) funcionamento misto	19
Figura 2-2 - Exemplos de Vigas Mistas	20
Figura 2-3 - Laje mista	20
Figura 2-4 - Exemplos de Pilares mistos	21
Figura 2-5 - Edifício com estrutura mista	22
Figura 2-6 - Ponte Mista	22
Figura 2-7 – Apartamentos - Fase de montagem das lajes prefabricadas (Algarve)[R1].....	23
Figura 2-8 - Torres do Colombo-Estrutura Mista [R2].....	23
Figura 2-9 - Chapa com 150mm no banzo na secção sobre os apoios [R4].....	26
Figura 2-10 - Solução Bi-viga e Multi-viga	26
Figura 2-11 - Sistema em vigas duplo I.[R5].....	27
Figura 2-12 - Secção transversal tipo da solução Multi-viga	27
Figura 2-13 - Evolução da secção transversal na solução bi-viga.[R6]	28
Figura 2-14 - Secção transversal tipo da solução Bi-viga usado actualmente	29
Figura 2-15 - Secção transversal tipo da solução “bi viga”[R7]	29
Figura 2-16 - Secção transversal tipo da solução com carlingas que apoiam a laje.....	30
Figura 2-17 - Secção transversal tipo da solução em vigas caixão [R7]	31
Figura 2-18 - Secção transversal tipo utilizada[R7].....	32
Figura 2-19 - secção transversal tipo	33
Figura 2-20 - Processo de elevação da estrutura metálica[R8].....	33
Figura 2-21 - Viaduto do Parque da Maia-zona da estação	34
Figura 2-22 - Vista geral do viaduto e pormenor do sistema de contraventamento	34
Figura 2-23 - Secção transversal tipo nos vãos de 30,6m [R9]	35
Figura 2-24 - Vista geral da estrutura durante a construção[R10].....	35
Figura 2-25 - secção transversal dos tabuleiros[R10].....	36
Figura 2-26 - Processo de empurre da estrutura[R10]	36
Figura 2-27 - Prespectiva geral da estrutura.....	36
Figura 3-1 - Diagrama idealizado (esquerda) e diagrama de cálculo (direita) de comportamento do betão.....	41
Figura 4-1 - Principais normas europeias usadas no dimensionamento de pontes mistas.....	43
Figura 4-2 - Largura W para diferentes configurações de tabuleiros de pontes.....	48
Figura 4-3 - Exemplo da divisão de faixas	49

Figura 4-4 - Veículo tipo (TS) (EN-1991-2).....	50
Figura 4-5 - Aplicação do modelo de carga 1	51
Figura 4-6 - Modelo de carga 2	51
Figura 4-7 - Referencial para definição da acção do vento (EN1991-1-4).....	52
Figura 4-8 – Dimensão da superfície exposta ao vento na direcção x (perpendicular ao eixo da ponte)	53
Figura 4-9 - Excentricidade da acção do vento (EN1991-1-4).....	53
Figura 5-1 - Efeito de “Shear Lag” numa viga em caixão.....	58
Figura 5-2 - Distribuição de Largura Efectivas nos vãos de acordo com o EC4.....	59
Figura 5-3 - Comportamento das secções à flexão	59
Figura 5-4 - Relações altura espessura limite para cada classe segundo o EC3	60
Figura 5-5 - Encurvadura local da alma sujeita a esforços de flexão	61
Figura 5-6 - Encurvadura local da alma por esforços de corte (tensões tangenciais).....	61
Figura 5-7 - Encurvadura da alma sujeita a cargas concentradas.....	61
Figura 5-8 - Redução de Inercia devido à fissuração do betão	62
Figura 5-9 - Zona Fissurada	62
Figura 5-10 - Homogeneização de secções mistas em flexão [R9].....	63
Figura 5-11 - Deformações impostas nas secções de betão (retracção livre) e mista.	64
Figura 5-12 - Diagrama de tensões auto-equilibrada na secção mista.....	64
Figura 5-13 - Diagrama de momentos flectores isostáticos devidos ao efeito da retracção	64
Figura 5-14 - Diagrama de momentos flectores hiperestáticos devidos ao efeito da retracção	64
Figura 6-1 - Momento Plástico Positivo (em cima) e Negativo (em baixo)	66
Figura 6-2 - Secção classe de 3 recalculada como secção efectiva de Classe 2	66
Figura 6-3 - Tensões na secção bruta, fase (1) e fase (2).....	67
Figura 6-4 - Tensões na secção efectiva - fase (1) e fase (2).....	67
Figura 6-5 - Definição das condições fronteira dos painéis (EN1993-5).....	70
Figura 6-6 - Diagrama de Interecção M-V [R17]	71
Figura 6-7 - Redução da resistência à flexão devido aos esforços de corte em secções de classe 1 ou 2.....	72
Figura 6-8 - Secção efectiva de reforços transversais	72
Figura 6-9 - Regras um para apoio de extrimidade ser considerado como rígido.....	73
Figura 6-10 - Reforços de alma tipo utilizados em pontes metálicas e mistas [R9]	73
Figura 6-11 - Aplicação de conectores do tipo “perno” em laje mista	74
Figura 6-12 - Conector tipo “perno”	74
Figura 6-13 - Rotura da conexão pelo betão.....	75

Figura 6-14 - Comprimento de ancoragem dos esforço rasante resultante da retracção	76
Figura 6-15 - Superfícies críticas de corte e armaduras a considerar	77
Figura 6-16 - Modelo de treliça do Eurocódigo 2 para vigas em T	77
Figura 6-17 - Encurvadura lateral do banzo comprimido numa viga mista.....	78
Figura 6-18 - Efeito do sistema de contraventamento vertical na distribuição de cargas excéntricas [R9].....	79
Figura 6-19 - contraventamento horizontal ao nível do banzo inferior.....	79
Figura 6-20 - Detalhes para prevenir a rotura fragil (fadiga) [R16].....	80
Figura 7-1 - Tabuleiro com 10,70m de largura.....	84
Figura 7-2 - Tabuleiro com 13,00m de largura.....	84
Figura 7-3 - Tabuleiro com 13,20m de largura.....	84
Figura 7-4 - Dados Geométricos recomendados	85
Figura 7-5 - Aplicação do modelo de carga LM1 do EC1 a um dos tabuleiros	86
Figura 7-6 Distribuição transversal das cargas do veículo tipo	86
Figura 7-7 - Exemplo do posicionamento das cargas devidas ao veículo para obter o momento máximo numa viga simplesmente apoiada (teorema de Asimont)	87
Figura 7-8 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 10,7m de largura	89
Figura 7-9 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,0m de largura	90
Figura 7-10 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,20m de largura.....	90
Figura 7-11 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 10,7m de largura	91
Figura 7-12 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,0m de largura	91
Figura 7-13 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,20m de largura.....	92
Figura 7-14 - Valor do esforço transversal máximo para as várias larguras de tabuleiro em função do vão.....	92
Figura 7-15 - Valor do Momento Flector máximo para as várias larguras de tabuleiro em função do vão.....	93
Figura 7-16 - Exemplo de uma linha de influência transversal do Acobri.....	94
Figura 7-17 - Secção transversal de uma das soluções em perfis laminados para o tabuleiro de 10,7m de largura	94
Figura 7-18 -Secção transversal de uma das soluções em perfis laminados para o tabuleiro de 13,20m de largura	94
Figura 7-19 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 10,7m de largura (Perfis laminados).....	95
Figura 7-20 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,0m de largura(perfis laminados).....	95

Figura 7-21 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,20m de largura(perfis laminados)	96
Figura 7-22 - Estimativa de Custos da estrutura metálica para o tabuleiro de 10,7m de largura.....	97
Figura 7-23 - Estimativa de Custos da estrutura metálica para o tabuleiro de 13,0m de largura.....	98
Figura 7-24 - Estimativa de Custos da estrutura metálica para o tabuleiro de 13,20m de largura.....	98
Figura 7-25 - Acção transversal no modelo em grelha (a) e no modelo viga-laje (b) [R2].....	99
Figura 7-26 - Modelo de grelha [R19].....	100
Figura 7-27 - Modelo com elementos de barra e elementos de casca [R19]	100
Figura 7-28 - Modelos- solução bi-viga (à esquerda) e solução multiviga (à direita)	101
7-29 - Degradação de cargas concentradas	101
Figura 7-30 - Momentos flectores transversais máximos devido à acção dos veículos para a solução bi-viga	102
Figura 7-31 - Momentos flectores transversais máximos devido à acção do veículo para a solução multi-viga	102
Figura 7-32 - Momentos transversais máximos positivos (esquerda) e negativos (direita) na solução multiviga.....	103
Figura 7-33 - Momentos transversais máximos positivos (esquerda) e negativos (direita) na solução bi-viga	103
Figura 7-34 - Áreas de armadura (cm^2/m) necessárias para a solução multiviga (esquerda) e bi-viga (direita).....	104
Figura 7-35 - Esforços transversos máximos na solução bi-viga (esquerda) e multi-viga (direita)	104

ÍNDICE DE TABELAS

Quadro 3-1-Limites da percentagem dos diferentes elementos para aços obtidos por laminação termomecânica (termomecânicos) [R12]	38
Quadro 3-2-Valores do CEV para aços termomecânicos (R12).....	38
Quadro 3-3-Energias de rotura em flexão por choque para aços de grão fino [R13].....	39
Quadro 3-4-Limites elásticos (f_y) e tensões de rotura (f_u) para os diferentes aços [R15].....	40
Quadro 3-5- classes de betão segundo o EC2	41
Quadro 4-1 Número e largura das vias de tráfego (EN1991-2).....	48
Quadro 4-2 – Legenda da figura 4-3	49
Quadro 4-3 – Valores característicos do modelo de carga 1	50
Quadro 4-4 – factores de ponderação para acções permanentes (EN1990)	55
Quadro 4-5 – Factores de ponderação para as acções variáveis consideradas (EN1990)	55
Quadro 4-6 – Factores de combinação e redução para as acções variáveis consideradas (EN1990).....	55
Quadro 5-1 – Tipo de análise possível de acordo com a classe da secção.....	60
Quadro 6-1-Largura efectiva de elementos comprimidos segundo EC3 parte 5.....	68
Quadro 6-2 Esbeltezas limite para o calculo do coeficiente χ_w	70
Quadro 7-1 - Portaria n.º 1136/2001 de 25 de Setembro	83
Quadro 7-2 – Dados Geométricos	85
Quadro 7-3 - Faixas para aplicação das cargas de tráfego	86
Quadro 7-4 – Reacções nas vigas principais.....	87
Quadro 7-5 - Peso próprio, elementos estruturais	87
Quadro 7-6 - Peso próprio, elementos não estruturais	88
Quadro 7-7 - Coeficientes de homogeneização para os diferentes tipos de carga	88
Quadro 7-8-Preços usados na estimativa de custos	97

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

Aço e betão são os materiais mais utilizados na construção. Foi na procura de otimizar o uso destes materiais que surgiu a primeira forma de estrutura mista aço/betão, o betão armado. Mas essa seria apenas uma pequena amostra daquilo que estes dois materiais podem fazer quando associados da maneira certa. O constante desafio à capacidade dos engenheiros em conseguir projectar estruturas com grandes espaços livres que obrigam a grandes vãos, como por exemplo coberturas de pavilhões industriais, ou aumentar a rapidez de execução das obras, fez com que estes continuassem a investir no desenvolvimento da simbiose destes dois materiais. Foi então que surgiu aquilo que hoje conhecemos por viga mista aço/ betão, que não é mais do que a associação de duas vigas de materiais diferentes (aço e betão), que através de uma correcta ligação entre si são forçadas a trabalhar em conjunto, tirando partido das melhores capacidades de cada um dos materiais. Não se tardou em perceber que estas estruturas aplicadas em pontes apresentavam várias vantagens, como a rápida execução e processos construtivos extremamente adequados à construção sobre vias existentes com interrupções mínimas no tráfego.

Como engenheiros devemos sempre procurar a melhor solução para cada problema com que somos confrontados. Na engenharia actual a melhor solução passa muitas vezes pela solução mais económica. Devido ao estado actual da economia mundial, todos os recursos devem ser aproveitados da melhor forma possível. Pontes de pequeno vão são estruturas às quais recorreremos frequente. É neste contexto que surge este trabalho, tentando contribuir para optimização dos recursos utilizados em pontes mistas.

1.2. OBJECTIVOS DA TESE

Nos últimos anos, vários projectistas portugueses têm optado pelas pontes mistas como solução para os seus “problemas”: Com este trabalho pretende-se determinar a solução mais económica para pontes rodoviárias de pequeno vão, contribuindo para um melhor conhecimento do seu funcionamento e uma maior utilização em Portugal.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Começando com uma breve introdução onde se analisam alguns aspectos gerais, e se dão a conhecer os principais objectivos do trabalho, passa-se à apresentação de alguns aspectos que caracterizam a construção mista em geral e mais propriamente a sua aplicação em pontes, descrevendo-se a situação destas estruturas em Portugal. Segue-se uma curta referência aos principais materiais utilizados na construção de pontes mistas e suas evoluções. O trabalho inclui ainda uma apresentação das principais acções, e aspectos a considerar na análise estrutural e verificação de segurança de pontes mistas segundo os Eurocódigos. Por fim apresenta-se um estudo comparativo entre duas soluções diferentes aplicadas a pontes mistas de pequeno vão, encerrando-se com as principais conclusões e algumas perspectivas relativas a futuros desenvolvimentos.

Esta dissertação encontra-se dividida em 8 capítulos com o conteúdo que a seguir se descreve.

O capítulo 1 refere-se a esta introdução.

No capítulo 2 são introduzidos alguns conceitos básicos da construção mista, apresentando de seguida os principais tipos de elementos estruturais mistos e aplicações das estruturas mistas na construção, incluindo uma referência a situação da construção nacional, e enumerando algumas vantagens das estruturas mistas. Numa segunda parte apresentam-se os principais sistemas estruturais aplicados a pontes mistas e as vantagens destas pontes, finalizando-se com alguns exemplos de sucesso das pontes mistas em Portugal.

O capítulo 3 apresenta os principais materiais aplicados na construção de pontes mistas e refere algumas das evoluções das suas propriedades nos últimos tempos.

No capítulo 4 são apresentadas as principais acções e combinações de acções a considerar no dimensionamento de pontes rodoviárias à luz dos Eurocódigos.

O capítulo 5 inclui um resumo dos principais efeitos a considerar na análise estrutural de pontes mistas.

No capítulo 6 apresentam-se as principais verificações de segurança a considerar em pontes mistas

O capítulo 7 é dedicado ao estudo comparativo entre as duas soluções mais comuns em pontes mistas de pequeno vão, apresenta o processo clássico de dimensionamento de pontes mistas com secção transversal com duas vigas de alma cheia, e o dimensionamento de pontes com solução transversal com múltiplas vigas recorrendo a programas computacionais, inclui ainda o estudo da laje de betão para as duas soluções diferentes com recurso à modelação numérica.

O capítulo 8 resume as principais conclusões retiradas dos estudos realizados e apresenta algumas possibilidades relativas a futuros desenvolvimentos.

2

CONSTRUÇÃO MISTA AÇO
BETÃO

2.1. PRINCÍPIOS DA ACÇÃO MISTA

Sempre que dois elementos, formados por materiais diferentes, estão ligados na sua interface de forma a impedir os deslizamentos relativos entre eles provocados pelo esforço de corte longitudinal, estamos perante o que se designa em engenharia por estrutura mista. Devido ao funcionamento misto, os mesmos elementos ligados possuem uma maior capacidade resistente do que actuando cada um isoladamente. A partir deste ponto, a referência a estruturas mistas terá implícita a associação às estruturas mistas aço/ betão.

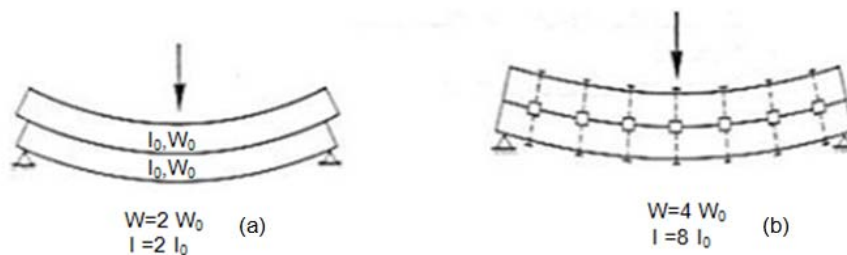


Figura 2-1 - Comportamento de vigas Flectidas; a)Funcionamento Independente; b) funcionamento misto

2.2. TIPOS DE ELEMENTOS MISTOS

As estruturas mistas aço/betão são constituídas por elementos de aço estrutural (perfis, treliças ou secção em caixão) ligados a elementos de betão (betão armado), que funcionam como um elemento apenas. Hoje encontramos este tipo de solução aplicada em todos os tipos de elementos estruturais como vigas, pilares ou lajes.

2.2.1. VIGAS MISTAS

As vigas mistas são formadas por perfis laminados ou reconstituídos soldados, ou então por treliças ou secção em caixão e uma laje de betão armado ou mista. A laje pode ser betonada *in situ* ou pré-fabricada. No segundo caso são deixados furos na laje na direcção dos elementos de conexão que são mais tarde betonados *in situ* de forma a garantir a ligação entre os materiais. A figura 2-2 ilustra alguns exemplos de vigas mistas.

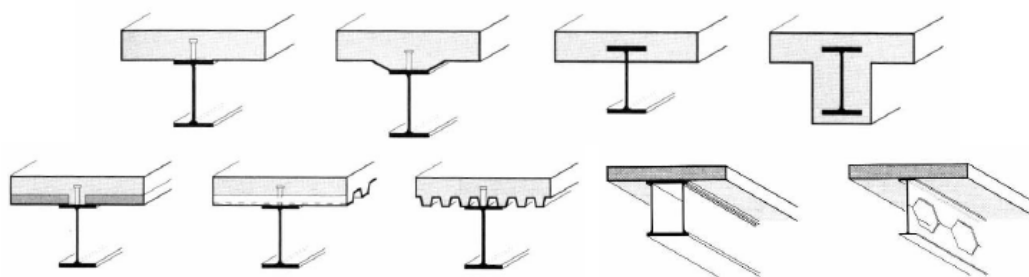


Figura 2-2 - Exemplos de Vigas Mistas

2.2.2. LAJES MISTAS

Devido à evolução dos sistemas de construção, as lajes mistas (Figura 2-3) são cada vez mais utilizadas. O desenvolvimento de alguns elementos ligados a este sistema de construção como por exemplo, cofragens metálicas colaborantes, métodos de fácil aplicação dos conectores, faz com que este sistema apresente várias vantagens, entre as quais se enumeram:

- Diminuição do peso dos pavimentos;
- Fácil transporte e montagem;
- Plataforma de trabalho segura;
- Economia de tempo, permite trabalhar em vários pisos em simultâneo;
- Redução dos escoramentos.

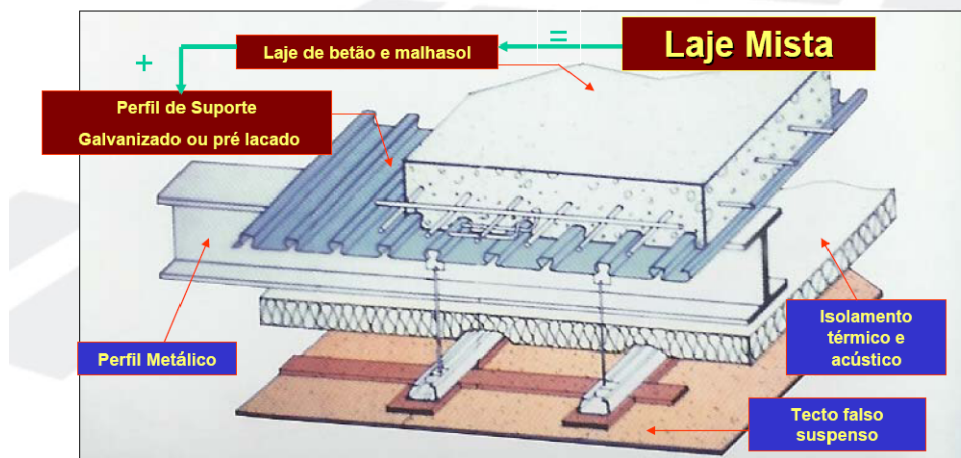


Figura 2-3 - Laje mista

2.2.3. PILARES MISTOS

Os pilares mistos são usualmente classificados em dois grupos, de acordo com a posição que o betão ocupa em relação ao aço:

- Pilares com secção metálica aparente preenchida por betão;
- Pilares com secção parcial ou totalmente embebida em betão.

Os pilares com secção preenchida por betão são, normalmente, formados por perfis tubulares quadrados ou circulares preenchidos por betão. Apresentam vantagens como a ausência de cofragem ou dispensa de armadura, e protecção contra a corrosão da superfície interior dos perfis.

Os pilares com secção parcial ou totalmente embebida em betão são normalmente formados por perfis laminados em que parte ou toda a superfície é envolvida por betão. Apresentam vantagens como a menor dimensão para a mesma carga, quando comparados com secções em betão armado, e maior resistência ao fogo, entre outras.

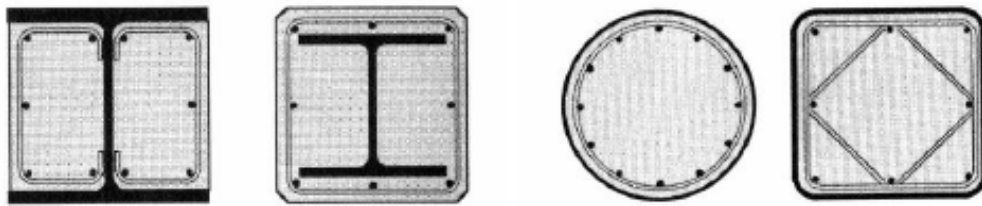


Figura 2-4 - Exemplos de Pilares mistos

2.3. APLICAÇÕES DA CONSTRUÇÃO MISTA

A construção mista representa hoje em muitos países da Europa uma parcela muito considerável do mercado em algumas tipologias de edifícios. A tendência é para aumentar, devendo-se à evolução dos sistemas construtivos, à economia de fabricação, ao desenvolvimento de regulamentos aplicados a este tipo de construção, etc. As estruturas em que a construção mista é hoje em dia mais aplicada são:

- Edifícios comerciais;
- Edifícios industriais;
- Edifícios de escritórios;
- Parques de estacionamento;
- Pontes;
- Edifícios de habitação;
- Hospitais.



Figura 2-5 - Edifício com estrutura mista



Figura 2-6 - Ponte Mista

2.4. CONSTRUÇÃO MISTA EM PORTUGAL

A construção mista representa uma cota muito pequena no mercado Português, apesar de ter sofrido um grande crescimento nos últimos anos. O crescimento deveu-se às evoluções anteriormente referidas, mas principalmente ao aparecimento de empresas especializadas neste tipo de construção, apesar de continuarem a ser poucas as empresas portuguesas com capacidade para realização destas estruturas.

A baixa representatividade desta solução no mercado nacional deve-se, entre outros factores, ao baixo recurso a estas soluções por parte dos arquitectos e Donos de obra, normalmente influenciados pela ideia pré-estabelecida de que esta solução é mais cara e pela tradição do mercado. A tradição do mercado é também responsável pelo baixo número de empresas que produzem ou importam sistemas complementares a este tipo de construção que permitem aproveitar todas as vantagens correspondentes. Os cursos de engenharia mais voltados para a realização de estruturas de betão e a escassa documentação técnica sobre os processos construtivos e dimensionamento são também responsáveis pela fraca representatividade das estruturas mistas em Portugal [R1].



Figura 2-7 – Apartamentos - Fase de montagem das lajes prefabricadas (Algarve)[R1]

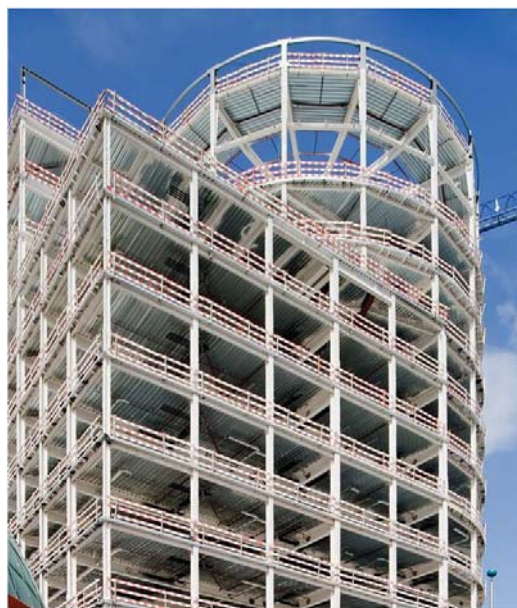


Figura 2-8 - Torres do Colombo-Estrutura Mista [R2]

2.5. CONSTRUÇÃO MISTA: VANTAGENS E DESVANTAGENS

Em resumo, podemos dizer que a construção mista nasce da sinergia entre os dois materiais mais importantes na construção actual, aço e betão. O betão, com a sua elevada resistência a esforços de compressão e baixo custo por unidade de volume, e o aço, com uma grande capacidade resistente em comparação com o seu peso. A construção mista aproveita, assim, o que melhor tem cada um dos materiais, tornando esta solução vantajosa em muitas situações comparando com outras soluções estruturais mais tradicionais, como é o caso da construção em betão armado ou betão armado pré-esforçado no caso de pontes. Apresentam-se em seguida algumas das principais vantagens das estruturas mistas [R1]:

- Execução mais rápida e maior convergência com o prazo previsto;
- Elevada resistência ao fogo (quando comparada com as estruturas metálicas);
- Maior controlo de qualidade sobre os elementos estruturais produzidos em oficina;
- Permite o uso de pilares mais esbeltos e lajes mais finas, maximizando a área útil, tornando a construção mais eficiente;

- Utilização de vigas de alma “rota” ou trianguladas permite a passagem de condutas e outras instalações, facilitando a sua integração na estrutura, o que por vezes é difícil com outras soluções estruturais;
- Grande adaptabilidade a soluções arquitectónicas de grandes vãos e espaços amplos;
- Uso de ligações aparafusadas que facilitam a montagem;
- Construção mais leve, o que é vantajoso em edifícios construídos em altura, em regiões sísmicas, ou quando se utilizam na recuperação de edifícios antigos, etc;
- Aptidão ao uso de outros elementos pré-fabricados (tectos falsos, lajes pré-fabricadas);
- Minimizam o material desperdiçado, a mão-de-obra e as limpezas de obra, contribuindo para um maior controlo sobre o custo total.

2.6. PONTES MISTAS

No capítulo anterior foi abordada a construção mista em geral, enumerando várias vantagens desta solução de construção. Neste capítulo serão tratados aspectos mais relacionados com a aplicação deste tipo de solução estrutural em pontes.

Quando se pensa em construir uma nova ponte antes de optar por uma solução em betão, metálica, ou mista (aço/betão) é sempre necessário atender a vários factores que condicionam essa decisão, tais como:

- Vãos a vencer, extensão livre e vão livre necessário;
- Viabilidade dos processos construtivos;
- Condições locais, acessos, localização;
- Condições de fundação, natureza do solo.

A decisão deve basear-se em aspectos:

- Estruturais e facilidade de execução;
- Económicos e prazos para execução;
- Estéticos e integração paisagística.

Normalmente, os aspectos que mais influenciam a decisão são, em primeiro lugar, o custo e o tempo de execução. Quando se comparam os custos entre uma solução, usualmente e erradamente, consideram-se apenas os custos iniciais o que muitas vezes pode eliminar soluções que teriam um custo menor a longo prazo.

Por exemplo em Portugal, no caso da decisão entre uma solução metálica/mista e uma solução em betão, o custo inicial é um factor muitas vezes decisivo, e favorável às estruturas em betão devido a factores já referidos no capítulo anterior, como a pouca representatividade de empresas especializadas neste tipo de construção.

Mas, no que refere aos custos de manutenção das pontes mistas, sabe-se hoje que não são superiores aos associados às pontes de betão pré-esforçado. [R3].

Em relação aos tempos de execução, as estruturas metálicas/mistas apresentam prazos mais curtos, sendo um dos seus pontos mais fortes, e muitas vezes determinante na decisão de optar por esta solução.

Deve-se ainda ter em conta que estas soluções apresentam grande vantagem quando aplicadas, por exemplo, a viadutos urbanos sobre vias com elevado tráfego, já que a construção mista permite evitar perturbações no tráfego e acidentes graves, devido à ausência de cimbres e rapidez de execução.

Em geral, as pontes metálicas e mistas apresentam as seguintes vantagens em comparação com soluções em betão armado/pré-esforçado:

- Menor peso da estrutura, o que implica menor número de pilares e fundações mais económicas;
- Métodos construtivos mais simples;
- Menores prazos de execução

Como desvantagens, são apontados os seguintes aspectos:

- Custo inicial mais elevado;
- Exigência de uma maior capacidade tecnológica na execução;

2.6.1. SISTEMAS ESTRUTURAIS EM PONTES

Os sistemas estruturais mais usados em pontes e viadutos são:

- Vigas de alma cheia;
- Vigas em caixão
- Trelças (vigas trianguladas);
- Pórticos;
- Arcos;
- Estruturas suspensas ou atirantadas, e também nos tabuleiros das pontes atirantadas e suspensas.

A solução mista pode ser encontrada em todos os tipos de pontes, desde de arco a trelça. Apesar disso, como o objectivo deste trabalho se refere a vigas de alma cheia será esse o sistema tratado mais profundamente, será feita apenas uma pequena análise do sistema de vigas em caixão por ser uma solução muito interessante mesmo em pequenos vãos em certas condições.

2.6.1.1. Pontes em viga de alma cheia

Devido ao grande desenvolvimento da indústria metalúrgica e metalomecânica, surgiram no mercado perfis laminados de grande altura, até 1100mm. Surgiu também a possibilidade de usar perfis reconstituídos soldados (PRS) da altura desejada e com espessuras de chapas até 150mm, condições que favoreceram muito a utilização deste tipo de vigas em pontes. Os perfis reconstituídos soldados usados em pontes são formados por dois banzos assimétricos soldados a uma alma (chapa) de pequena espessura, inferior a 25mm, podendo esta ser reforçada transversal e longitudinalmente. As relações altura/vão neste tipo de ponte variam entre 1/16 e 1/28 para vãos simplesmente apoiados e contínuos respectivamente.

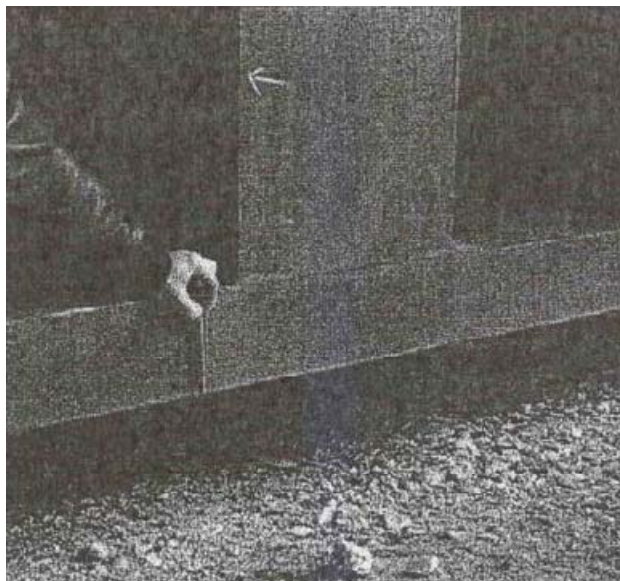


Figura 2-9 - Chapa com 150mm no banzo na secção sobre os apoios [R4]

No que se refere ao sistema estrutural transversal distinguem-se essencialmente três tipos de solução em vigas de alma cheia:

- Multi-viga;
- Bi-viga;
- Bi-viga com carlingas que suportam a laje;

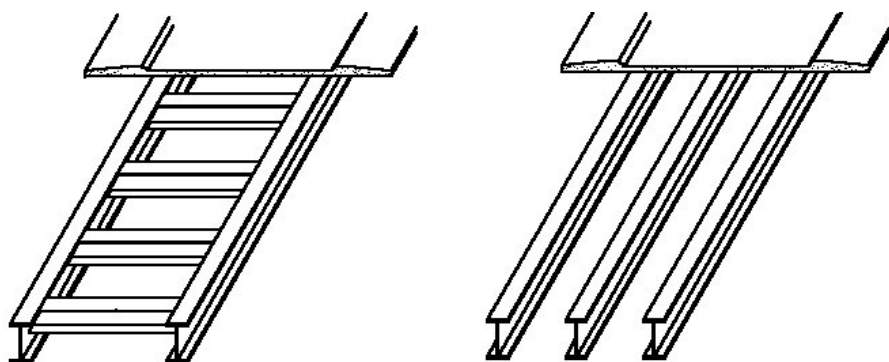


Figura 2-10 - Solução Bi-viga e Multi-viga

Refere-se ainda a secção transversal em duplo I, que apresenta um comportamento que se aproxima ao funcionamento das vigas em caixão. Em relação à solução bi-viga refere-se uma melhor distribuição

transversal de cargas excêntricas, é uma solução aplicada em tabuleiros de grande largura por diminuir o vão da laje entre vigas.

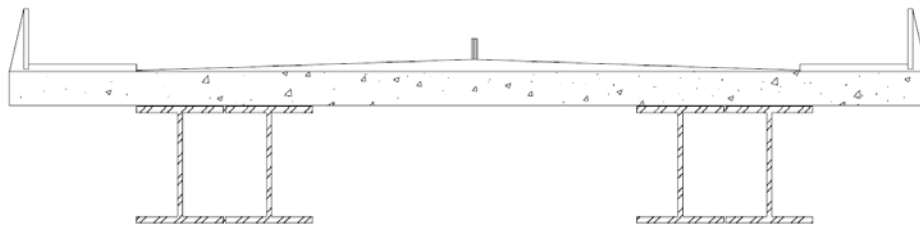


Figura 2-11 - Sistema em vigas duplo I.[R5]

2.6.1.2. Tabuleiros multi-viga

Esta solução é formada por várias vigas de alma cheia colocadas lado a lado. Sobre as vigas assenta uma laje de betão armado, normalmente de espessura constante. A acção mista é assegurada por conectores que ligam a laje às vigas, obrigando estes elementos a trabalharem solidariamente quando solicitados, formando uma série de vigas em T.

É uma solução utilizada para pequenos vãos, até cerca de 25 a 30m em vãos simplesmente apoiados ou 30 a 40m em vãos contínuos, isto quando nos referimos a pontes rodoviárias ou ferroviárias, em pontes menos solicitadas, como pontes pedonais, este vão pode ser aumentado.

As vigas podem ser perfis laminados ou vigas constituídas por chapas soldadas, sendo que para pequenos vãos se opta pelos perfis laminados. Mas há alguns casos, mesmo para pequenos vãos, em que as vigas formadas por chapas soldadas são mais económicas devido à optimização das áreas dos banzos e essencialmente da alma que em perfis laminados é bastante espessa. O espaçamento entre vigas para pontes rodoviárias com duas vias de tráfego varia entre 2,5 e 4,5m.

A espessura da laje pode variar entre 200 e 300mm dependendo da largura do tabuleiro e do espaçamento entre as vigas metálicas.

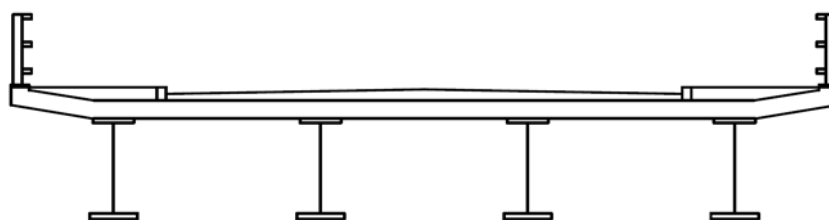


Figura 2-12 - Secção transversal tipo da solução Multi-viga

Principais vantagens:

- O uso de perfis laminados torna a solução competitiva;
- As vigas estão sujeitas a um grande rigor nas suas propriedades, o cálculo é facilitado devido à informação fornecida pelos fabricantes;
- Laje de betão menos espessa devido ao menor espaçamento entre apoios;
- Fácil transporte e montagem.

Desvantagens:

- Solução condicionada devido à gama de perfis disponibilizados, estando normalmente limitada a pequenos vãos;

2.6.1.3. Tabuleiros bi-viga

Esta solução é dotada de uma secção transversal constituída por duas vigas em I assimétricas, banzo inferior com maior área que o superior, formadas por chapas metálicas soldadas. As almas das vigas são reforçadas verticalmente e, por vezes, longitudinalmente. Normalmente para pequenos vãos opta-se por almas mais espessas sem reforços. A secção transversal sofreu algumas evoluções principalmente no que se refere aos reforços de alma e sistemas de contraventamento como é ilustrado na figura 2-13.

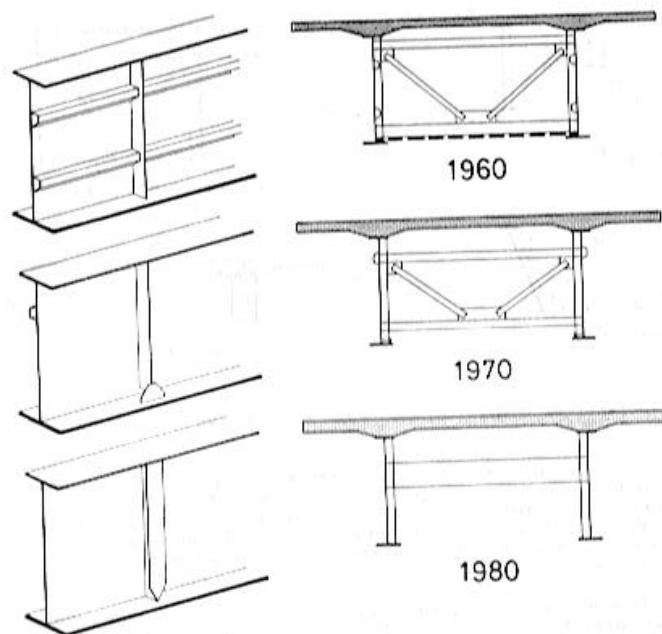


Figura 2-13 - Evolução da secção transversal na solução bi-viga.[R6]

Na actualidade, os tabuleiros bi-viga são construídos utilizando um sistema de contraventamento vertical simples, que pode ser formado por perfis em I ou U ou sistemas triangulados formados por tubos ou outro tipo de perfis, e um sistema de contraventamento horizontal em treliça que pode ser dispensável em pontes rodoviárias rectas.

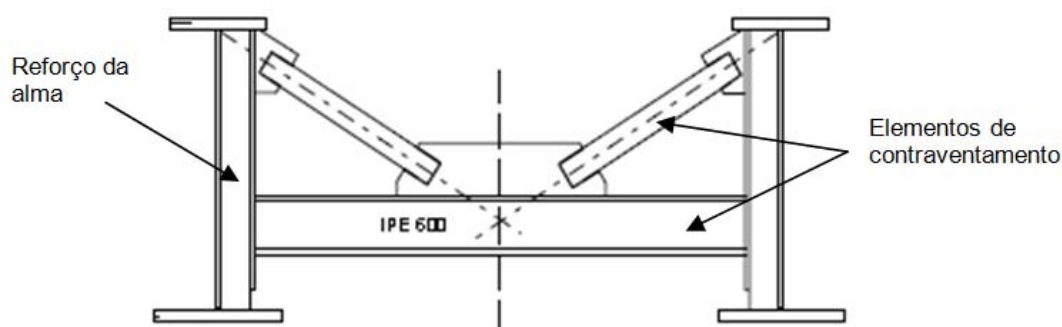


Figura 2-14 - Secção transversal tipo da solução Bi-viga usado actualmente

Existem variantes a esta solução no que diz respeito às vigas metálicas como, por exemplo, soluções com altura das vigas e espessura dos banzos variável em função dos esforços actuantes optimizando as áreas de aço, e muitas vezes também por razões estéticas.

O banzo comprimido é formado por uma laje de betão armado ou pré-esforçado, dependendo da largura do tabuleiro, ligada às vigas através de conectores. Apresenta em geral espessura variável que em pontes rodoviárias rondam os 15 a 17 cm de mínimo nas extremidades das consolas, 20 a 22 cm na zona entre vigas e um máximo na ordem de 40 cm na zona de apoio da laje sobre as vigas. [R3]

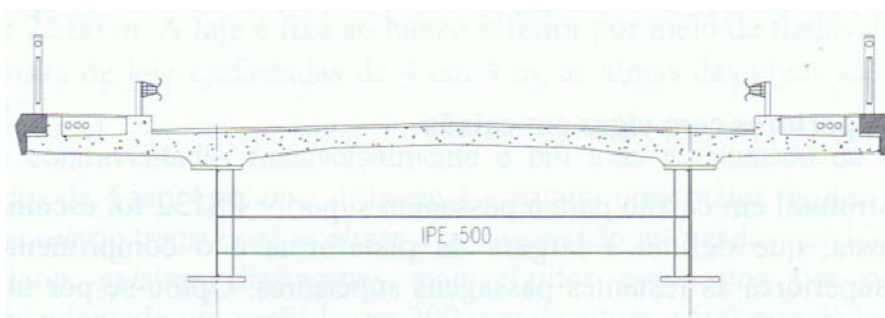


Figura 2-15 - Secção transversal tipo da solução "bi viga"[R7]

A laje pode estar apoiada apenas nas vigas longitudinais com um afastamento máximo das vigas da ordem dos 7m, ou pode também estar apoiada em vigas transversais, afastadas de cerca de 4 metros, formando a terceira solução de esquema transversal enumerado. Esta solução permite uma redução da espessura da laje ou o aumento da largura sem necessidade de recorrer ao pré-esforço. Por motivos construtivos e facilidade de cálculo a primeira solução é mais aplicada. Nesta solução a laje pode ter espessura variável ou constante.

A solução bi-viga parece ser a solução mais adequada para vãos até cerca de 70m [R3], por várias razões que se enumeram posteriormente.

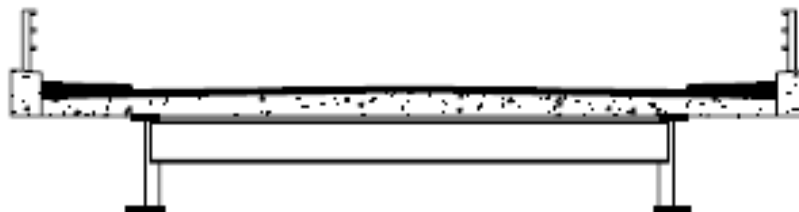


Figura 2-16 - Seção transversal tipo da solução com carlingas que apoiam a laje

Principais vantagens:

- O transporte pode ser feito antes da ligação transversal dos elementos;
- Geometria muito simples, que contribui para a facilidade de execução e baixos custos de manutenção, almas pouco reforçadas e sistemas de contraventamento simples;
- Grande parte da construção é realizada em fábrica de forma muito industrializada, devido à sua simplicidade;
- Rápida montagem recorrendo a guias, lançamento incremental ou outros processos, devido à leveza da estrutura;
- Ausência de cimbre ao solo por ser auto-sustentável, a estrutura principal de aço serve de cimbre para a betonagem da laje quando realizada *in situ*.

Desvantagens:

- Em relação às outras duas soluções referidas esta apresenta a pior resposta na distribuição transversal de esforços devido a sobrecargas excêntricas;
- Produção onerosa das vigas devido aos trabalhos de soldadura;
- Pior resposta aerodinâmica comparando com a solução em caixão, o que é muito penalizador para pontes de grandes vãos e pilares altos.

2.6.1.4. Tabuleiros com viga em caixão

Como referido anteriormente, esta solução apresenta características que a tornam muito adequada em certas condições mesmo para pequenos e médios vãos, daí esta referência. As pontes em caixão apresentam vigas formadas por uma estrutura metálica que forma um caixão, normalmente aberto na face superior, podendo também ser fechado pelas chapas dos banzos e almas. No último caso não é necessária uma cofragem adicional durante a betonagem da laje, ao contrário da solução em caixão aberto. Estes caixões são constituídos por apenas duas almas, normalmente inclinadas o que torna a solução melhor esteticamente. Existem variantes a esta solução como é o caso em que se utilizam mais do que duas almas, formando o que se designa por caixões multi-celulares. Estes têm como principal

função reduzir o vão da laje entre vigas, aumentando a sua resistência aos esforços. Há quem opte por esta solução por achar que funciona melhor esteticamente.

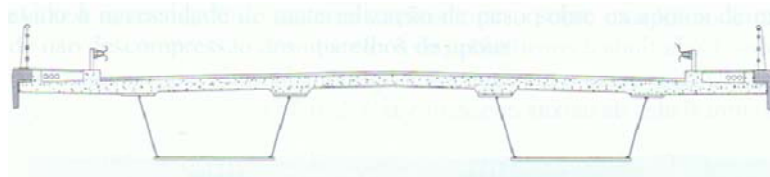


Figura 2-17 - Secção transversal tipo da solução em vigas caixão [R7]

Vantagens:

- Grande resistência à torção.
- Menor relação vão/ altura o que torna esta a solução mais adequada para grandes vãos.
- Possui uma forma com um bom comportamento aerodinâmico, importante para grandes vãos e pilares altos.
- Melhores esteticamente comparando com as outras duas soluções apresentadas, quando aplicadas a vãos de certa gama.
- Desvantagens:
- Maior número de tarefas a realizar em obra, necessidade de mais mão-de-obra, o que encarece a solução.

2.6.2. VANTAGENS DAS PONTES MISTAS

Depois de descritas as soluções mais usuais para pontes de pequeno e médio vão em vigas de alma cheia em estrutura mista, apresentam-se algumas das vantagens destas em comparação com soluções em betão armado/pré-esforçado:

- Estrutura mais leve, o que permite uma redução significativa do número de pilares;
- Devido ao baixo peso da estrutura de aço, é suficiente a utilização de equipamento “corrente” para a montagem da super estrutura, auto-gruas, rolamentos em caso de lançamento da estrutura a partir das margens;
- Fácil ligação dos diversos elementos, que são transportados em várias peças para facilitar o transporte, através de ligações aparafusadas ou por soldadura;
- Grande parcela de elementos pré-fabricados em fábrica, o que permite um grande controlo de qualidade devido às excelentes condições que a fábrica oferece em comparação com as condições de obra, menor dependência das condições meteorológicas contribuindo para um maior rigor dos prazos de execução;
- Pequena altura dos tabuleiros (rácio altura/vão entre 1/18 e 1/30), proporcionando uma aparência mais esbelta à estrutura, o que é muito benéfico em termos estéticos;
- Auto-sustentação durante a construção, evitando a necessidade de utilizar cimbres;
- Diferentes acabamentos, possibilidade de usar curvas e cores para uma melhor estética;
- O aço como produto facilmente reciclável faz destas estruturas sustentáveis.

2.6.3. APLICAÇÃO EM PORTUGAL

Ao contrário do que se passa em muitos países europeus, onde a solução mista aplicada a pontes rodoviárias tem uma forte representação, por exemplo, o caso da França, onde para pontes com vãos da ordem dos 50-70m a solução mista representa cerca de 80% das pontes [R3], ou Reino Unido onde para vãos entre 15-50m em 1997 representava 35% do total [R3], Portugal apresenta uma fraca utilização desta solução por vários factores já referidos.

Resta referir que, no que diz respeito a pontes ferroviárias, a situação é diferente, sendo a solução mista mais utilizada, tendo a tradição aqui também um papel importante.

2.6.3.1. Exemplos de pontes mistas em Portugal

Neste ponto será feita referência a alguns exemplos de aplicação das estruturas mistas a pontes rodoviárias em Portugal, enumerando algumas obras e descrevendo as suas principais características.

2.6.3.2. Passagens superiores na auto-estrada do norte

Um dos mais claros exemplos da adequabilidade deste tipo de estrutura em certas condições surgiu em 2004, quando a Brisa decidiu proceder ao alargamento do sublanço Santarém/Torres Novas da Auto-estrada do Norte (A1). Este alargamento implicava a substituição de 7 passagens superiores existentes, sendo intenção da Brisa que a solução estrutural adoptada minimizasse as operações em obra, principalmente sobre as faixas de rodagem. Surgiam assim condições propícias à utilização das soluções mistas. Um estudo realizado pela Betar [R7], que incluía soluções tradicionais em betão armado pré-esforçado concluiu que a solução estrutural mais adequada era a estrutura mista, não só por reduzir os trabalhos sobre a facha de rodagem, minimizando o risco de acidentes, mas também devido à grande exposição visual das passagens. A esbelteza dos tabuleiros desta solução permitiria minimizar o impacto. Foram então utilizados dois dos esquemas estruturais anteriormente descritos.

A solução Bi-viga foi a mais empregada nas várias obras. Tabuleiros realizados com duas vigas metálicas em I de alma cheia com altura constante ou variável, dependendo do vão da obra, sobre as quais apoia uma laje de betão armado de espessura variável. A solução foi concebida de forma a maximizar as semelhanças entre as obras aumentando as tarefas repetidas. As vigas apresentam uma altura que varia entre um mínimo de 1350 mm e um máximo de 1600 mm. Apresentam um contraventamento simples constituído por carlingas realizadas por perfis IPE nos vãos e vigas de alma cheia nas secções sobre os pilares.

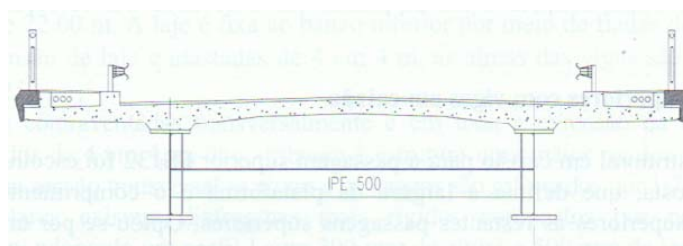


Figura 2-18 - Secção transversal tipo utilizada[R7]

Apenas uma das passagens foi realizada com recurso à solução com vigas em caixão. E essa opção deveu-se, segundo os projectistas, ao facto de esta possuir características superiores a todas as outras permitindo a solução em caixão maiores esbeltezas e melhor comportamento estrutural face aos condicionantes impostos. O tabuleiro é assim realizado por duas vigas metálicas (caixões) com uma altura que varia de 1400 mm a 2000 mm e com almas inclinadas. A laje de betão que apoia sobre as vigas é de espessura variável.

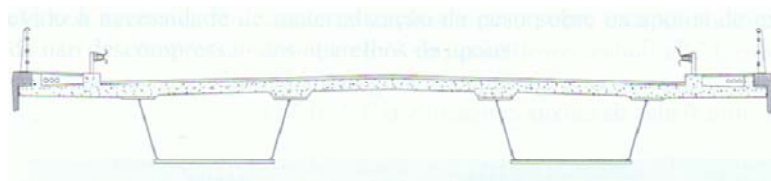


Figura 2-19 - seção transversal tipo

O processo construtivo utilizado foi o normalmente utilizado em pontes de pequeno vão com estruturas metálicas leves: a estrutura metálica foi transportada por troços posteriormente soldados em obra. A montagem da estrutura foi realizada em duas fases, correspondendo cada fase à elevação, por meio de grua, de metade do tabuleiro, montado previamente junto ao solo, para a posição definitiva. As lajes foram realizadas recorrendo a elementos pré-fabricados nos quais foram deixadas caixas, que coincidiam com o posicionamento dos conectores, e nervuras transversais que permitiram a ligação da laje às vigas através da betonagem *in situ* destas áreas [R7].



Figura 2-20 - Processo de elevação da estrutura metálica[R8]

2.6.3.3. Viaduto do Parque da Maia para o metro do Porto

O viaduto do Parque da Maia é outro exemplo do sucesso das pontes mistas em Portugal, com um comprimento total de 400m em viga contínua, com vãos de 30,6m, 40,5 e 48,8 na estação (figura 2-21). Com uma secção transversal típica do tipo bi-viga com uma altura de cerca de 2m (figura 2-23).



Figura 2-21 - Viaduto do Parque da Maia-zona da estação



Figura 2-22 - Vista geral do viaduto e pormenor do sistema de contraventamento

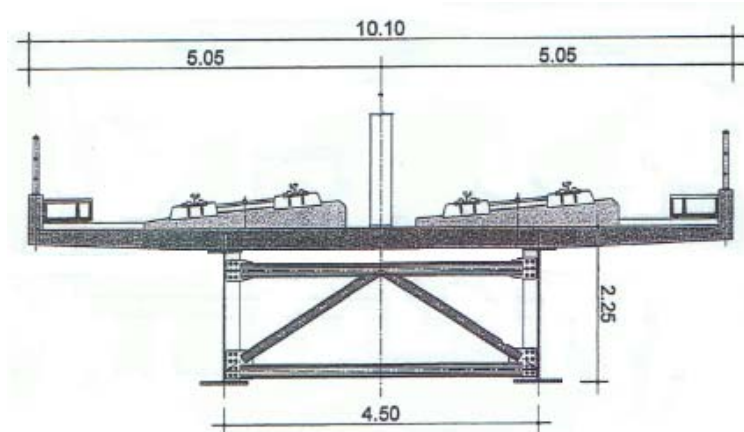


Figura 2-23 - Secção transversal tipo nos vãos de 30,6m [R9]

2.6.3.4. Ponte sobre o Tâmega

Concluída em 2005 a ponte sobre o Tâmega é uma ponte em solução mista constituída por dois tabuleiros independentes, com um comprimento total de 336m com vãos de 48m, 60m e 30m. Cada tabuleiro tem uma largura de 15m a secção transversal é formada por duas vigas de alma cheia (bi-viga) com uma altura de aproximadamente 2,60m (figura 2-25). A estrutura metálica foi montada junto a uma das margens e depois foi empurrada recorrendo a um sistema hidráulico (figura-2-26).

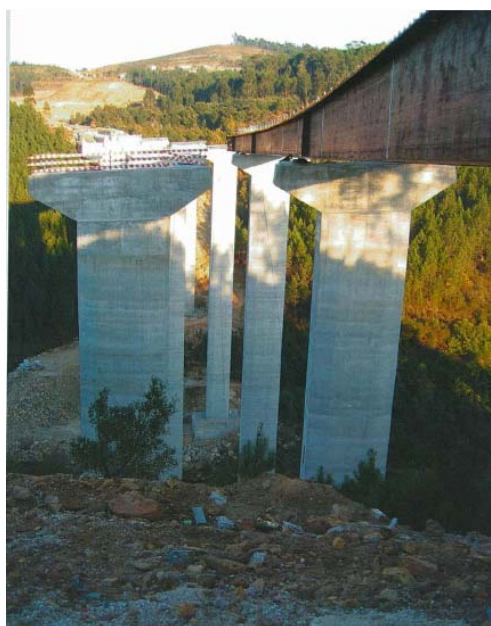
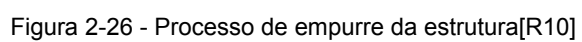
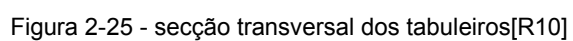


Figura 2-24 - Vista geral da estrutura durante a construção[R10]



3

MATERIAIS

3.1. INTRODUÇÃO

As estruturas mistas são constituídas por diversos materiais, como são exemplo, o aço estrutural, o betão e as armaduras para betão armado, os materiais dos dispositivos de ligação (conectores parafusos, soldaduras, entre outros). A evolução dos materiais principalmente do betão e aço estrutural é um dos factores que tem contribuído muito para o aumento da utilização das pontes mistas por parte dos projectistas. Neste capítulo pretende-se fazer referência aos novos materiais e suas propriedades principais, no que se refere aos aços estruturais, betão e conectores apenas. Os materiais considerados neste trabalho são os materiais referidos pelas normas europeias. As propriedades destes materiais são especificadas na norma EN1994-1-1 capítulo 3 que nos remete para outras normas como os Eurocódigo 2- Projecto de estruturas de betão e Eurocódigo 3-Projecto de estruturas de aço.

3.2. AÇO ESTRUTURAL

Existem hoje mais de 3500 diferentes tipos de aço, dos quais cerca de 75% foram desenvolvidos durante os últimos 20 anos [R11], confirmando a grande evolução deste material nos últimos anos.

Em pontes as características de resistência mecânica e de soldabilidade dos aços são muito importantes. A soldabilidade depende do valor de carbono equivalente CEV, que é definido a partir da composição química através da seguinte expressão:

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr+Mo+V}{5} + \frac{Ni+C_{u}}{15} \quad (3-1)$$

onde, (C) é a percentagem de carbono, (M_n) a percentagem de manganésio, (C_r) a percentagem de crómio, (M_o) a percentagem de molibdeno, (V) a percentagem de vanádio, (N_i) a percentagem de níquel e (C_u) a percentagem de carbono. Os limites para estes elementos, e outros que provocam efeitos adversos nas características mecânicas dos aços como o enxofre (S), o fósforo (P) e o Hidrogénio (H), são apresentados no quadro 3-1 extraído da norma EN10025. O valor de carbono equivalente é, assim, o coeficiente que nos dá ideia da soldabilidade de determinado aço, quanto menor este coeficiente maior a soldabilidade, apresentando-se este como um indicador muito importante no que se refere ao aço aplicado em pontes, devendo o seu valor ser devidamente especificado no projecto. As pontes são estruturas em que a fendilhação devida aos processos de soldadura é especialmente gravosa devido aos efeitos de fadiga.

Quadro 3-1-Limites da percentagem dos diferentes elementos para aços obtidos por laminação termomecânica (termomecânicos) [R12]

Designação		C % máx.	Si % máx.	Mn % máx.	P % máx. a	S % máx. a, b	Nb % máx.	V % máx.	Al _{total} % mín. c	Ti % máx.	Cr % máx.	Ni % máx.	Mo % máx.	Cu % máx. d	N % máx.
EN 10027-1	EN 10027-2														
S275M	1.8818	0,13 _e	0,50	1,50	0,030	0,025	0,05	0,08	0,02	0,05	0,30	0,30	0,10	0,55	0,015
S275ML	1.8819				0,025	0,020									
S355M	1.8823	0,14 _e	0,50	1,60	0,030	0,025	0,05	0,10	0,02	0,05	0,30	0,50	0,10	0,55	0,015
S355ML	1.8834				0,025	0,020									
S420M	1.8825	0,16 _f	0,50	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S420ML	1.8836				0,025	0,020									
S460M	1.8827	0,16 _f	0,60	1,70	0,030	0,025	0,05	0,12	0,02	0,05	0,30	0,80	0,20	0,55	0,025
S460ML	1.8838				0,025	0,020									

Os aços utilizados em pontes são aços com baixo teor de carbono equivalente $C_e < 0,4\%$, que têm poucos ou nenhuns riscos de fendilhação quando soldados. É neste aspecto que os aços termomecânicos facilitam as operações de soldadura de chapas espessas, por possuírem um baixo teor em carbono, reduzem muito ou por vezes até eliminam as operações de pré aquecimento, contribuindo para a economia destas soluções. [R9]

Quadro 3-2-Valores do CEV para aços termomecânicos (R12)

Designação		CEV máximo em % para diferentes espessuras dos elementos em mm				
EN 10027-1 CR 10260	EN 10027-2	≤ 16	> 16	> 40	> 63	> 120
			≤ 40	≤ 63	≤ 120	≤ 150 ^b
S275M	1.8818	0,34	0,34	0,35	0,38	0,38
S275ML	1.8819					
S355M	1.8823	0,39	0,39	0,40	0,45	0,45
S355ML	1.8834					
S420M	1.8825	0,43	0,45	0,46	0,47	0,47
S420ML	1.8836					
S460M	1.8827	0,45	0,46	0,47	0,48	0,48
S460ML	1.8838					

Refere-se também os aços de grão fino do tipo NL que são formados a partir de aços de baixo teor em carbono, com adições de M_n (magnésio) e outros elementos em baixas quantidades, apresentando maior resistência mecânica e mantendo a ductilidade e soldabilidade. Com os aços de grão fino tornou-se possível a utilização de chapas de grande espessura (80 a 150mm). Em França, nos últimos anos, estes aços têm sido os mais utilizados em pontes metálicas e mistas [R9].

Quando nos referimos à resistência do aço, referimo-nos a propriedades como a tensão de cedência, ductilidade e tenacidade (resistência à ruptura frágil).

A última característica tenacidade ganha especial relevância quando nos referimos a pontes, por serem estruturas constituídas por elementos soldados sujeitos à fadiga (propagação de fendas). A resistência à rotura frágil diminui com as baixas temperaturas, e com o aumento das espessuras das chapas. Esta resistência está relacionada com as características do aço relativas à propagação de fendas. Essa qualidade é dada pelos sufixos, JR, J0, J2, K2 para aços designados como “aços de construção”. As quatro qualidades diferenciam-se pela temperatura à qual conseguem absorver uma mesma energia ao choque (27 Joules), antes da rotura. Na qualidade JR o ensaio é feito a +20°C, na J0 a 0°C, na J2 a -20°C e na K2 a -30°C, apresentando assim a qualidade K2 a melhor resistência à rotura frágil. Mais uma vez os aços de grão fino do tipo NL revelam grande aplicabilidade as pontes metálicas mistas por possuírem energias de rotura superiores para as mesmas temperaturas, permitindo o uso de chapas mais espessas.

Quadro 3-3-Energias de rotura em flexão por choque para aços de grão fino [R13]

Designação		Valores mínimos da energia de rotura em J, para diferentes temperaturas de ensaio em °C						
EN 10027-1 10260	EN 10027-2	+20	0	-10	-20	-30	-40	-50
S275N S355N S420N S460N	1.0490 1.0545 1.8902 1.8901	31	27	24	20	–	–	–
S275NL S355NL S420NL S460NL	1.0491 1.0546 1.8912 1.8903	40	34	30	27	23	20	16

Em Pontes o aço mais utilizado é o S355 J2, no entanto, para espessuras superiores a 40mm ou 50mm pode ser necessária uma qualidade de aço superior a esta. [R14].

No que se refere aos limites elásticos, têm-se mantido constante nas últimas décadas, com valores entre 235 e 355MPa. Excluindo os aços de alta resistência com tensões de cedência de 420 e 460 (t < 16mm). Os limites elásticos e tensões de rotura para os diferentes aços estruturais considerados pelas normas europeias são apresentados no quadro 3-4.

Refere-se ainda os aços resistentes à corrosão ou auto-oxidáveis, sendo a sua principal característica a capacidade de formarem uma capa de óxido aderente que os auto-protege.

Quadro 3-4-Limites elásticos (f_y) e tensões de rotura (f_u) para os diferentes aços [R15]

Designação	Espessura nominal do elemento t em mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Apresentam-se de seguida mais algumas propriedades necessárias para a caracterização dos aços segundo o EC3;

- Módulo de elasticidade do aço estrutural $E=210000\text{N/mm}^2$
- Coeficiente de poisson $\nu=0,3$
- Coeficiente de dilatação térmica $\alpha=12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
- γ_s (coeficiente parcial de segurança do aço estrutural) $=1,0$

3.3. BETÃO

O betão é uma rocha artificial formada pela mistura de inertes (areias, britas, godos, etc), água e um ligante (cimento). As principais propriedades que o caracterizam são, para betões normais, segundo o EC2:

- Peso volúmico de 24KN/m^3 a 26KN/m^3
- Resistência à compressão f_c de 20MPa a 50MPa
- Resistência à tracção f_{ct} de $1,5\text{MPa}$ a 4MPa
- Coeficiente de Poisson ν próximo de $0,2$
- Coeficiente de dilatação térmica $\alpha=10^{-5}/^\circ\text{C}$

O valor característico da resistência à compressão f_{ck} é determinado com base em ensaios de provetes cilíndricos aos 28 dias de idade do betão, essa resistência define as classes de betão apresentadas no EC2, quadro 3-5.

Quadro 3-5 - classes de betão segundo o EC2

Classes de Betão														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,expe}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{c11} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{c12} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{c13} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

O comportamento do betão, segundo o Eurocódigo 2, é caracterizado pelos gráficos da figura 3-1.

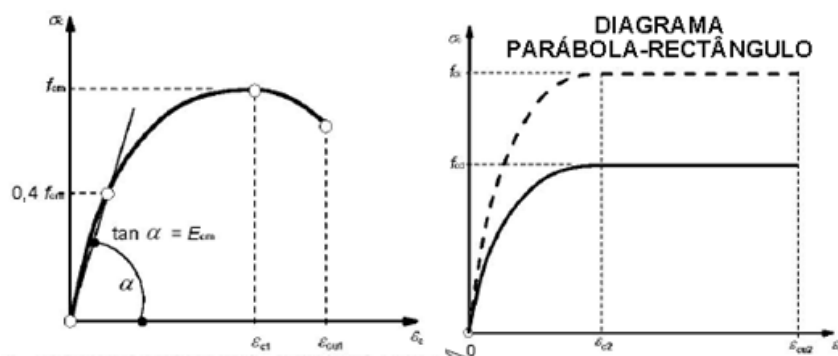


Figura 3-1 - Diagrama idealizado (esquerda) e diagrama de cálculo (direita) de comportamento do betão

No que concerne a evolução do betão enquanto material constituinte das pontes mistas, refere-se apenas a utilização de betões de alta resistência, com tensões características de rotura entre 50 a 100MPa. Que têm a vantagem de para além da elevada resistência apresentarem baixas relações água-cimento, o que diminui os efeitos de retracção e fluência. E a ainda a utilização de betões leves de alta resistência, eficazes porque em pontes mistas o peso próprio do tabuleiro (laje de betão) representa uma parcela muito significativa do peso da estrutura.

O betão escolhido para este trabalho foi o betão da classe C35/45, do qual se enumeram toda as características necessárias ao calculo de pontes mistas:

- $f_{ck}=35\text{MPa}$
- $f_{ctm} = -3,2\text{MPa}$
- $f_{ctk,0,05}=-2,2\text{MPa}$
- $f_{ctk,0,95}=-4,2\text{MPa}$
- $f_{cm}=f_{ck}+8=43\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade $E_{cm}=22000(f_{cm}/10)^3\approx34\text{GPa}$
- γ_c (coeficiente de parcial de segurança do betão)=1,5
- $f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c$ ou $f_{cd}=\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$ dependendo se a análise se refere ao comportamento misto ou ao comportamento como betão armado.

4

ACÇÕES E COMBINAÇÃO DE ACÇÕES EM PONTES RODÓVIARIAS – EUROCÓDIGO

4.1. ASPECTOS GERAIS

Numa fase em que se caminha em direcção à implementação das Normas Europeias (Eurocódigos), optou-se pela utilização destes regulamentos para a quantificação das acções. A norma europeia que trata as acções em pontes é a norma EN1991-2 -acções em pontes, que tal como todas as normas deve ser usada de forma consistente com outras normas europeias, nomeadamente quando se trata de pontes mistas, a norma EN1994-2- pontes mistas, norma EN1992-1-estruturas de betão, EN1993- estruturas de aço, etc

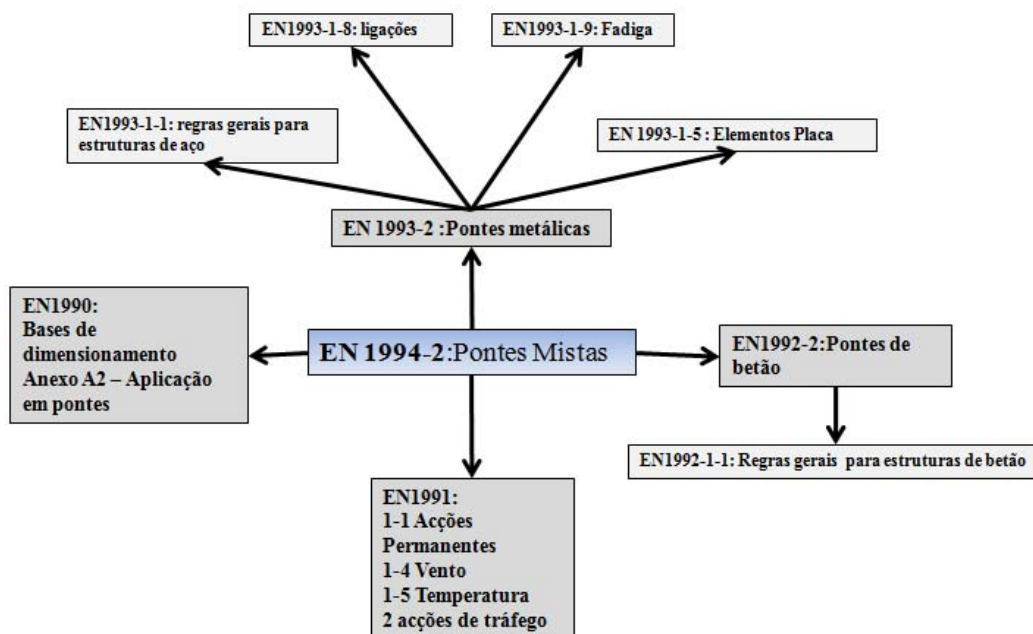


Figura 4-1 - Principais normas europeias usadas no dimensionamento de pontes mistas

4.2. ACÇÕES EM TABULEIROS DE PONTES RODOVIÁRIAS

Em pontes, a determinação das acções é uma tarefa muito complexa, pois estas possuem variadas naturezas. A forma e intensidade como actuam dependem de vários factores, como por exemplo, geografia, clima, tipo de utilização, etc. Assim, determinar as acções que solicitam o tabuleiro de uma ponte é um problema complicado que deveria incluir estudos probabilísticos que considerassem parâmetros como a intensidade e tipo de tráfego, vento, neve, sismos, etc.

Resumidamente as acções podem ser classificadas nos seguintes tipos:

- Acções Permanentes (G) – Acções que resultam do peso próprio dos elementos estruturais, pavimentos, passeios, guarda corpos, e outros equipamentos não estruturais;
- Acções variáveis (Q) – Cargas introduzidas pelos veículos que provocam forças verticais, esforços longitudinais de aceleração e travagem e fadiga, cargas provocadas pela acção dos peões nos passeios, entre outras;
- Acções Naturais – Acções provocadas pelos elementos naturais, como pressões provocadas pelo vento, neve, sismos, etc.;
- Deformações – Acções induzidas por deformações, como variações de temperatura, retracção e fluência do betão;
- Acções acidentais (A) – Acções que resultam de acidentes como explosões, impactos de veículos, etc.

Devido à natureza deste trabalho, torna-se inviável o detalhe de todas as acções referidas, serão tratadas apenas as acções permanentes, cargas de tráfego, vento, retracção e fluência do betão.

4.2.1. ACÇÕES PERMANENTES

4.2.1.1. Peso próprio dos elementos estruturais

Em termos de acções permanentes, é feita uma distinção entre acções devidas a elementos estruturais e elementos não estruturais. Os elementos estruturais considerados em pontes mistas, são o aço estrutural e o betão armado. O aço estrutural é considerado com uma densidade igual a 77KN/m^3 . O peso próprio da laje de betão armado é obtido a partir de um peso volúmico do betão armado igual a 25KN/m^3 .

4.2.1.2. Peso próprio dos elementos não estruturais

Em pontes rodoviárias, os principais elementos não estruturais a considerar são a pavimentação, passeios, guarda - rodas, vigas de bordadura e guarda - corpos. Para a pavimentação, considera-se um peso volúmico de 25KN/m^3 , valor que deve ser multiplicado por um factor que tem em conta a possibilidade de uma nova pavimentação ou uma reparação (+40%/-20%). Para os restantes equipamentos, o valor do peso próprio é considerado igual ao peso nominal dos elementos.

4.2.2. RETRACÇÃO

A retracção é uma diminuição do volume do betão (deformação) devido à perda de água, tendo essencialmente três origens:

- Retracção térmica, retracção devida às diferenças de temperatura entre o betão e o aço estrutural na altura da betonagem.
- Retracção autógena, retracção devida à hidratação do cimento, começa logo após a betonagem, é um fenómeno de curta duração.
- Retracção por secagem, retracção devida à evaporação progressiva da água contida no betão. Começa logo após a betonagem, mas continua ao longo da vida da obra.

Existem vários factores que influenciam o valor da retracção, como por exemplo, a forma geométrica da peça de betão; quanto maior a área exposta, maior será a retracção; a composição química do cimento, rácio água/cimento; o processo de cura; etc.

A retracção resulta assim numa deformação diferida (acontece lentamente e ao longo de toda a vida útil da estrutura) do betão, que não depende do estado de tensão a que o este está sujeito, e que é igual á soma das três parcelas acima referidas. As duas últimas são calculadas através dos métodos fornecidos pela Norma EN1992-1-1-Estruturas de betão armado. A primeira é tratada pela norma EN1994-2 - Estruturas mistas, por ser um caso particular das estruturas mistas. A retracção térmica não será tratada neste trabalho.

4.2.2.1. Retracção Autógena

Segundo o modelo de previsão da extensão do Eurocódigo 2, a retracção autógena é uma função linear da resistência do betão. Pode ser calculada através das seguintes expressões:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4-1)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4-2)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2\sqrt{t}) \quad (4-3)$$

onde $\varepsilon_{ca}(t)$ é o valor da retracção autógena para uma idade do betão igual a (t) dias, f_{ck} é a resistência à compressão do betão aos 28 dias de idade.

O valor da retracção a tempo infinito é igual a:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = \beta_{as}(\infty) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4-4)$$

$$t \rightarrow \infty, \beta_{as}(\infty) = 1 \quad (4-5)$$

onde $\varepsilon_{ca}(\infty)$ é o valor da retracção autógena total (para tempo infinito).

4.2.2.2. Retracção por secagem

A retracção por secagem prolonga-se ao longo da vida da estrutura, podendo ser estimada através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot K_h \varepsilon_{cd,0} \quad (4-6)$$

onde $\varepsilon_{cd,0}$ é a parcela da retracção livre por secagem, calculada através da seguinte formula:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (4-7)$$

onde β_{RH} é um factor que tem em conta a humidade relativa (RH) do ambiente em que se encontra a estrutura, determinado como se indica de seguida:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad (4-8)$$

f_{cm} é o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, f_{cm0} é um valor de referência da resistência à compressão do betão que é tomado igual a 10Mpa, α_{ds1} e α_{ds2} são coeficientes de dependem do tipo de cimento, para cimentos da classe normal (N) valem 4 e 0,12 respectivamente.

K_h é um coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 , determinada pela seguinte expressão:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (4-9)$$

onde A_c corresponde à área da secção transversal do betão e u ao perímetro da secção transversal exposta a secagem.

A idade do betão para a qual começa a retracção por secagem é tomada como 1 dia segundo o Eurocódigo 4, $t_s=1$ na seguinte expressão:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t-t_s}{t-t_s+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (4-10)$$

Para a retracção a tempo infinito resulta o seguinte:

$$\varepsilon_{cd}(\infty) = K_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4-11)$$

onde $\varepsilon_{cd}(\infty)$ é a retracção total por secagem.

4.2.3. FLUÊNCIA

Quando o betão é submetido a uma acção de compressão deforma-se imediatamente (deformação elástica), continuando a deformar-se gradual e lentamente ao longo do tempo quando a carga é mantida. Este efeito denomina-se fluência. A deformação registada na peça a tempo infinito é cerca de 3 vezes maior que a inicial [R16]. Existem hoje vários modelos para estimar este efeito. O modelo proposto pelo Eurocódigo 2 baseia-se na aplicação de um coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, para carregamentos que provoquem fluência (carregamentos de longa duração).

$$\varepsilon_{cc}(t) = \varepsilon_{ci} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (4-12)$$

onde $\varepsilon_{cc}(t)$ corresponde à extensão por fluência para um instante, t , de um betão carregado com uma idade t_0 , ε_{ci} corresponde à extensão elástica de um betão com 28 dias.

Segundo o modelo de fluência do EC2, o coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, de um betão com uma idade t , submetido a uma tensão constante desde a idade t_0 é determinado pelas seguintes expressões:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4-13)$$

onde φ_0 é o coeficiente nominal de fluência, pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$\varphi_o = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_o) \quad (4-14)$$

onde φ_{RH} é um coeficiente que exprime a influência da humidade relativa sobre φ_o , pode ser calculado, para betões com resistência média à compressão superior a 35MPa, pela seguinte expressão:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad (4-15)$$

onde α_1 e α_2 são determinados pelas seguintes expressões:

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,7}; \alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,2} \quad (4-16)$$

RH e h_0 foram já definidos anteriormente.

$\beta_c(t, t_0)$ exprime o desenvolvimento da fluência no tempo, depois do carregamento na idade t_0 , é determinado pela expressão seguinte:

$$\beta_c = \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0,3} \quad (4-17)$$

onde β_H exprime a influência da humidade relativa sobre $\beta_c(t, t_0)$, é determinado, para betões com resistência média à compressão superior a 35MPa, pela seguinte expressão:

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (17) \quad (4-18)$$

onde α_3 é dado pela seguinte expressão:

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (4-19)$$

$$\varphi_o = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \cdot \left[\frac{16,8}{f_{cm}} \right] \cdot \left[\frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}} \right] \quad (4-20)$$

4.2.4. ACÇÕES VARIÁVEIS

4.2.4.1. Cargas de tráfego

As acções provocadas pelo tráfego são as principais acções a considerar neste tipo de ponte. Assim torna-se indispensável considerar um modelo de carga que caracterize o efeito de qualquer tipo de veículo susceptível de atravessar a ponte. Os regulamentos fazem-no considerando veículos tipo, que podem diferir de um país para outro.

O Eurocódigo, EN1991-2-acções em Pontes, define vários modelos de carga:

- Modelo de carga 1 (LM1) - Cargas concentradas (TS) e distribuídas (UDL), modelo principal para as verificações gerais e locais.
- Modelo de carga 2- Cargas concentradas, cargas aplicadas por um eixo com duas rodas, modelo para verificações locais.
- Modelo de carga 3- Veículos especiais
- Modelo de carga 4- Carga devido a multidões, verificações gerais
- Cargas horizontais travagem e aceleração centrífuga.

O Valor das cargas de cada modelo tem em conta a percentagem de veículos pesados, volume de tráfego e suas características. Assim, as pontes são divididas em classes e o valor das cargas é determinado aplicando coeficientes de acordo com essa classe.

O primeiro passo para a aplicação dos vários modelos de carga do Eurocódigo é a divisão da área susceptível de ser carregada (W) em várias vias de tráfego. Entende-se por área susceptível de ser carregada toda aquela que não está impedida fisicamente à passagem de veículos, como se ilustra em seguida:

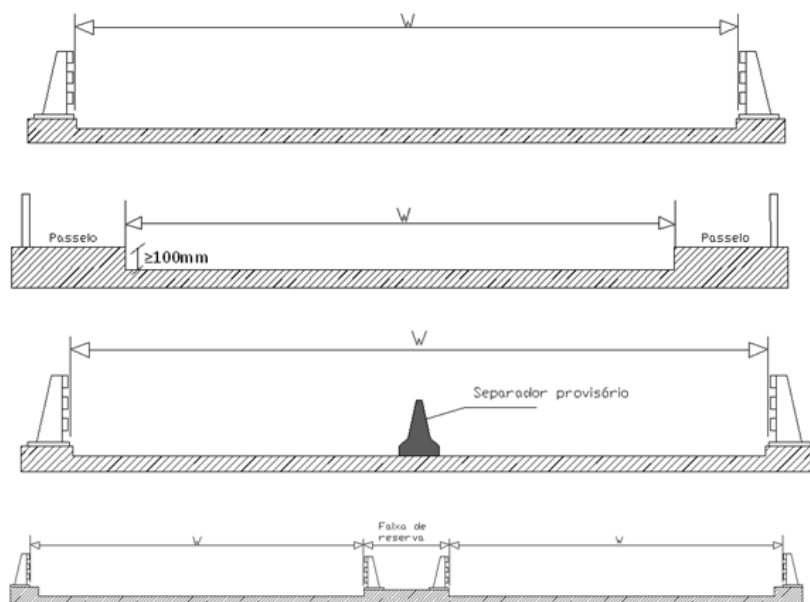


Figura 4-2 - Largura W para diferentes configurações de tabuleiros de pontes

Depois de determinada a largura W segue-se a definição do número de vias de tráfego e larguras respectivas. Esta tarefa deve ser feita segundo as regras do quadro 4-1:

Quadro 4-1 Número e largura das vias de tráfego (EN1991-2)

Largura da área carregada W	Número de vias n_1	Largura das vias W_1	largura restante
$W < 5,4\text{m}$	$n_1 = 1$	3m	$W - 3\text{m}$
$5,4\text{m} < W < 6\text{m}$	$n_1 = 2$	$W/2$	0
$6 \leq W$	$n_1 = \text{Int}(W/3)$	3m	$W - 3 \times n_1$

Nota: por exemplo, um tabuleiro com uma largura $W = 11\text{m}$,
 $n_1 = \text{Int}(11/3) = 3$, sendo a largura restante $11 - 3 \times 3 = 2\text{m}$.

Depois de definida a largura e o número de vias de tráfego é necessário posicionar as vias no tabuleiro. Esta tarefa deve ser realizada considerando as seguintes regras:

- A localização das faixas não está necessariamente relacionada com a sua numeração;
- Para cada verificação a localização e numeração devem ser tais que provoquem os efeitos mais adversos.

Para o exemplo apresentado no quadro 4-1 resulta a seguinte divisão de faixas ilustrada na figura seguinte:

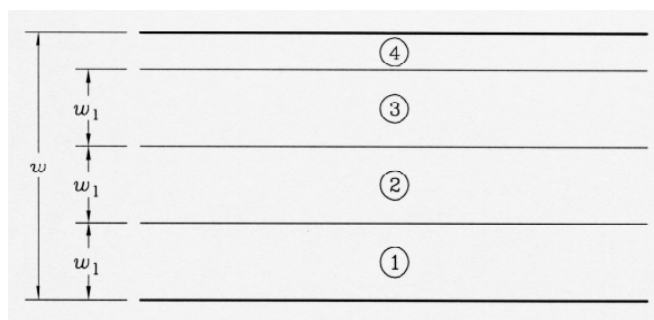


Figura 4-3 - Exemplo da divisão de faixas

Quadro 4-2 – Legenda da figura 4-3

Legenda	Largura da faixa
1-via número 1	3,0m
2-via número 2	3,0m
3-via número 3	3,0m
4-largura restante	2,0m

I) Modelo de carga 1 (LM1)

O modelo de carga 1 é a principal acção, por esse motivo este estudo será essencialmente baseado no mesmo, fazendo apenas uma breve referência ao modelo de carga LM2 que é usado para verificações locais como o punçoamento da laje.

Como referido anteriormente, este modelo de carga é composto por dois tipos de carga diferentes, cargas concentradas, aplicadas por um veículo tipo de 2 eixos (TS), cuja geometria se ilustra na figura 4-4, com uma carga por eixo igual a $\alpha_Q \cdot Q_k$, e cargas uniformemente distribuídas (UDL) com o valor de $\alpha_q q_k$. Os factores α_Q e α_q dependem da classe da ponte, sendo o valor recomendado pelo Eurocódigo, no caso da ausência de outra informação, de 1. Este documento recomenda ainda o seguinte:

- $\alpha_{Q1} \geq 0,8$;
- para $i \geq 2$, $\alpha_{qi} \geq 1$;

Redução da carga uniformemente distribuída da faixa 1 de 10 a 20% para estradas onde o tráfego esperado é o normal.

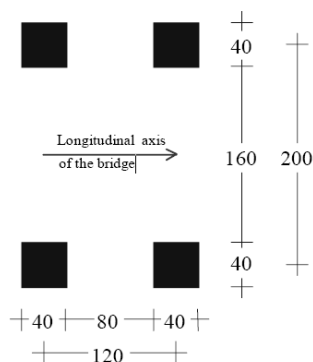


Figura 4-4 - Veículo tipo (TS) (EN-1991-2)

Quadro 4-3 – Valores característicos do modelo de carga 1

Localização	Veículo Tipo (TS)	Carga uniformemente distribuída (UDL)
	$Q_k(\text{KN})$	$q_k(\text{KN/m}^2)$
Faixa 1	300	9
Faixa 2	200	2,5
Faixa 3	100	2,5
Área restante	0	2,5

A aplicação tem de respeitar determinadas regras, que são definidas no Eurócodigo, como as que se indicam a seguir:

- Apenas um veículo tipo deve ser aplicado em cada faixa;
- Apenas veículos completos devem ser aplicados;
- Cada eixo deve ser considerado com duas rodas idênticas com uma carga igual a $0,5 \alpha_Q Q_k$;
- A área de contacto de cada roda deve ser considerada igual à área de um quadrado de lado 0,4m;
- Para uma análise local um veículo tipo deve ser considerado na posição mais desfavorável.
- As cargas uniformemente distribuídas devem apenas ser aplicadas nas zonas desfavoráveis das áreas de influência quer longitudinal quer transversalmente.

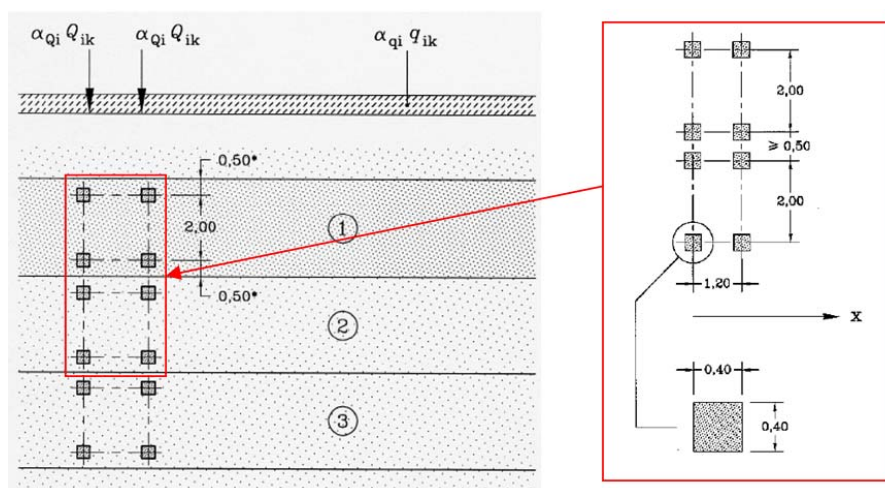


Figura 4-5 - Aplicação do modelo de carga 1

Devido à ausência de outra informação, os valores utilizados para os diferentes coeficientes de ponderação das cargas dos veículos são os recomendados pelo Eurocódigo (EN1991-2-acções em pontes), ou seja, iguais à unidade.

II) Modelo de carga 2 (LM2)

O modelo de carga 2 consiste numa carga aplicada por único eixo, com duas rodas, com uma carga igual a $\beta_Q \cdot Q_{ak}$, onde $Q_{ak}=400\text{KN}$ incluindo efeitos dinâmicos, na ausência de outra indicação β_Q deve ser tomado igual α_{Q1} . Este veículo deve ser considerado percorrendo o tabuleiro na direcção longitudinal da ponte e pode ser colocado em qualquer localização na largura w . Este modelo é ilustrado na figura 4-6:

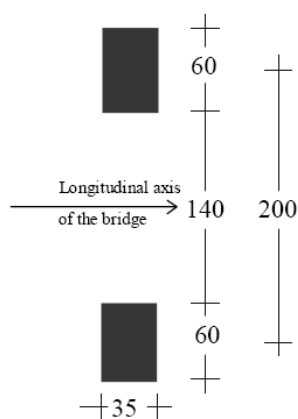


Figura 4-6 - Modelo de carga 2

Considerando β_Q igual a α_{Q1} igual a 1 resulta Q_{ak} igual a 400KN.

4.2.4.2. Acção do Vento

A acção do vento, segundo o Eurocódigo (EN1991-1-4 - acção do vento), resulta numa acção vertical perpendicular ao plano do tabuleiro e noutra horizontal com uma componente perpendicular e outra paralela ao eixo longitudinal do tabuleiro.

Em primeiro lugar é necessário calcular a pressão equivalente provocada pelo vento, esta pressão é calculada através da seguinte expressão:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot \frac{\rho}{2} \cdot V_b^2 \quad (4-21)$$

Na qual, ρ representa a densidade do ar, cujo valor recomendado é $1,25 \text{ Kg/m}^3$, V_b representa a velocidade base do vento, para a determinação do seu valor, por ausência do anexo nacional, utilizou-se o valor recomendado pelo regulamento nacional (RSA) que recomenda para um solo com rugosidade do tipo II e altura menor que 10m que é de 25m/s. c_e é um coeficiente que tem em conta a exposição da estrutura em função da sua altura (Z_e), é determinado pela seguinte expressão:

$$c_e(z) = c_r^2 + c_0^2(z) \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)] \quad (4-22)$$

c_r é um factor que depende da rugosidade do terreno, c_0 é o factor de topografia que excepto em condições topográficas especiais pode ser tomado igual a 1, e I_v que é o factor de intensidade de turbulência. c_r e I_v são calculados através das seguintes expressões:

$$I_{v(z)} = \begin{cases} \frac{K_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{para } Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} \\ I_v(Z_{\min}) & \text{para } Z < Z_{\min} \end{cases} \quad (4-23)$$

$$c_r(z) = \begin{cases} K_r(Z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{para } Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} \\ C_r(Z_{\min}) & \text{para } Z < Z_{\min} \end{cases} \quad (4-24)$$

K_1 é um factor de turbulência, cujo valor recomendado é 1, K_r , Z_0 e Z_{\min} são factores que dependem da classe de exposição do local onde se situa a estrutura. Admitindo que a classe exposição é a classe II, resultando $Z_0=0,05\text{m}$, $Z_{\min}=2,0\text{m}$. K_r é calculado como se indica de seguida:

$$K_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (4-25)$$

Como se admitiu que a classe do terreno era a classe II, resulta K_r igual a 1.

Depois de determinada a pressão devida ao vento, o passo seguinte consiste em determinar cada uma das componentes da acção do vento. Para isso segue-se a seguinte notação:

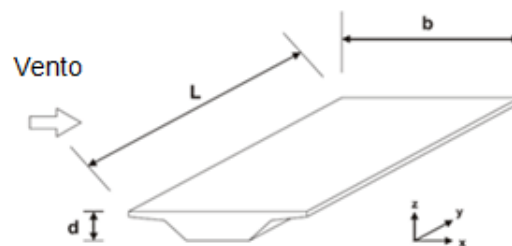


Figura 4-7 - Referencial para definição da acção do vento (EN1991-1-4)

A acção segundo a direcção x, ou seja, perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro é dada por:

$$F_{w,x} = q_p(z) \cdot C_{fx} \cdot A_{ref,x} \quad (4-26)$$

Onde, C_{fx} é um factor que depende do rácio entre a largura e altura do tabuleiro (d/b), $A_{ref,x}$ é a área exposta ao vento como se ilustra na seguinte figura:

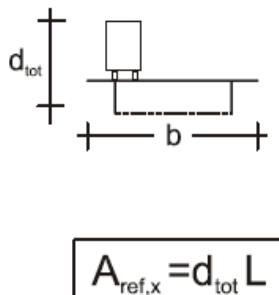


Figura 4-8 – Dimensão da superfície exposta ao vento na direcção x (perpendicular ao eixo da ponte)

$F_{w,x}$ contempla a acção do vento sobre os veículos ao adicionar uma altura de 2m à altura do tabuleiro como de percebe na figura-4-8.

O valor da acção segundo a direcção z é calculado de maneira idêntica à direcção x sendo a área de referência desta direcção a área em planta do tabuleiro:

$$F_{w,z} = q_p(z) \cdot C_{fz} \cdot A_{ref,z} \quad (4-27)$$

Segundo o eurocódigo esta acção deve ser aplicada com uma excentricidade em relação ao eixo do tabuleiro igual a $b/4$ como se ilustra na figura seguinte:

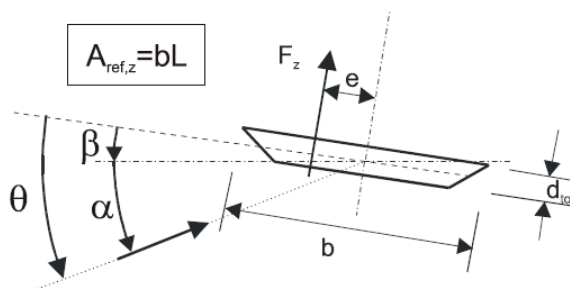


Figura 4-9 - Excentricidade da acção do vento (EN1991-1-4)

A acção segundo a direcção y não é considerada neste trabalho por ter pouca relevância na análise efectuada, sendo apenas importante no dimensionamento de pilares e aparelhos de apoio.

4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Todas as estruturas devem ser projectadas e construídas para que durante a sua vida útil possuam capacidade resistente a todas acções que ocorram durante a execução ou uso, possam ser reabilitadas de forma económica, cumpram de forma adequada os requisitos para o uso previsto. Os aspectos fundamentais a considerar em todos os projectos de estruturas são:

- Segurança -Resistência estrutural;
- Funcionalidade – Cumprir os requisitos para o uso previsto;
- Durabilidade – Vida útil prevista;
- Economia na execução e manutenção.

Os regulamentos fixam condições exigíveis na verificação de estruturas e definem as acções e resistências que devem ser consideradas em cada projecto para cada verificação.

4.3.1. ESTADOS LIMITES

Estados limites são aqueles que quando atingidos, tornam as estruturas inutilizáveis ou incapazes de satisfazer as exigências necessárias para o uso previsto. Consideram-se normalmente dois estados limites, estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS).

4.3.1.1. Estados limites últimos

Os estados limites últimos são aqueles que estão directamente relacionados com a segurança das pessoas e/ou com a segurança das estruturas, quando a estrutura ou parte desta perde a capacidade de resistir as acções actuantes. O Eurocódigo (EN1990) considera os seguintes estados limites últimos:

- Perda de equilíbrio da estrutura, ou parte desta, admitindo a estrutura como corpo rígido;
- Instabilidade por deformação excessiva, transformação da estrutura ou parte num mecanismo;
- Perda da estabilidade da estrutura ou parte desta incluindo suportes ou fundações;
- Instabilidade causada por fadiga ou outros factores dependentes do tempo.

4.3.1.2. Estados limites de serviço

Os estados limites de serviço estão relacionados com o bom funcionamento da estrutura, o conforto das pessoas e com a manutenção da boa aparência das estruturas. Os estados limites de serviço a considerar são, segundo o Eurocódigo:

- Deformações excessivas – deformações que afectem a aparência, o conforto das pessoas e a funcionalidade das estruturas;
- Vibrações – Vibrações que causem desconforto aos utilizadores;
- Avarias - Avarias como formação de fissuras que comprometam a durabilidade e funcionalidade da estrutura.

4.3.2. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (E.L.U)

As combinações para o estado limite último para verificações e dimensionamento de elementos estruturais, excepto fundações, encontros e outros elementos sujeitos a acções geotécnicas, sem considerar os efeitos da fadiga são baseadas na seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q1} Q_{K,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (4-28)$$

- G_K - Valor característico das acções permanentes
- $Q_{K,1}$ - Valor característico da acção variável considerada como acção variável de base da combinação
- $Q_{K,i}$ - Valor característico das demais acções variáveis
- γ_{Gj} - coeficientes de ponderação das acções permanentes
- γ_Q - coeficientes de ponderação das acções variáveis
- $\psi_{0,i}$ - factor de combinação das demais acções variáveis

Como se pode verificar pela expressão (4-28), as combinações para o estado limite último consideram o valor das acções afectadas de um coeficiente de ponderação, que tem em conta a possibilidade de o valor característico das acções variar, uma acção variável de base e as demais acções variáveis afectadas pelo seu valor de combinação $\psi_0 Q_K$.

4.3.2.1. Coeficientes de ponderação para acções permanentes para o estado limite último

Os coeficientes de ponderação majoram as acções permanentes que provocam um efeito desfavorável e minoram as que provocam um efeito favorável. Os valores a utilizar, segundo o Eurocódigo, para pontes rodoviárias são os seguintes:

Quadro 4-4 – factores de ponderação para acções permanentes (EN1990)

Acções permanentes	
Desfavorável	Favorável
$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$
1,35	1,0

A acção da retracção é considerada apenas se esta provoca um efeito desfavorável, nesse caso é considerado com um coeficiente de ponderação igual à unidade para todas as combinações quer para os estados limites últimos quer para os estados limites de serviço. (EN1992-1-1).

4.3.2.2. Coeficientes de ponderação para acções Variáveis para o estado limite último

Os factores de ponderação para acções variáveis apenas majoram as acções que provocam um efeito desfavorável, quando estas provocam efeitos favoráveis não são consideradas. Para as acções variáveis consideradas neste trabalho os factores de ponderação segundo o Eurocódigo (EN1990) são os seguintes:

Quadro 4-5 – Factores de ponderação para as acções variáveis consideradas (EN1990)

Acções Variáveis	
Acções de tráfego	1,35
Acção do vento	1,5

4.3.2.3. Factores de combinação e redução

Os factores de combinação ψ_0 , assim como os factores de redução ψ_1 e ψ_2 que dizem respeito às combinações de serviço, para as acções consideradas encontram-se na seguinte tabela:

Quadro 4-6 – Factores de combinação e redução para as acções variáveis consideradas (EN1990)

Acção	Símbolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Acções de tráfego	TS	0,75	0,75	0
	UDL	0,4	0,4	0
	q_r	0,4	0,4	0
	LM2	0	0,75	0
Acção do vento	FW	0,6	0,2	0

4.3.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES PARA O ESTADO LIMITE SERVIÇO (E.L.S)

Dentro das combinações de serviço são consideradas combinações de acções com diferentes ordens de grandeza de permanência, e de actuação nas estruturas que são:

- Combinações quase permanentes – combinações que podem actuar durante uma grande parte da vida da estrutura;
- Combinações frequentes – Combinações que podem actuar muitas vezes durante a vida da estrutura;
- Combinações Raras – Combinações que raramente actuam na estrutura.

4.3.3.1. Combinações raras

Em todas combinações de serviço os factores de ponderação das cargas permanentes são tomados iguais a 1. Para as combinações raras a carga variável de base é tomada com o seu valor característico Q_k , as demais acções variáveis são tomadas com o seu valor de combinação $\psi_0 Q_k$ como se indica simbolicamente através da seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (4-29)$$

4.3.3.2. Combinações frequentes

Nas combinações frequentes a acção variável de base é considerada com o seu valor frequente $\psi_1 Q_k$, e as restantes acções variáveis com o seu valor quase permanente $\psi_2 Q_k$ como indicado simbolicamente na seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \psi_{1,1} Q_{K,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{K,i} \quad (4-30)$$

4.3.3.3. Combinações quase permanentes

Nas combinações quase permanentes todas as acções variáveis são tomadas com os seus valores quase permanentes $\psi_2 Q_k$ como indica simbolicamente a seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{K,i} \quad (4-31)$$

5

ANÁLISE ESTRUTURAL DE PONTES MISTAS

5.1. ASPECTOS GERAIS

A Análise de Pontes Mistas, como em todas as estruturas, implica a consideração de um modelo de cálculo que represente de forma mais aproximada possível o comportamento da mesma. Geralmente a análise de pontes metálicas e mistas é baseada em modelos com comportamento elástico linear, que são “refinados” para terem em consideração efeitos como não linearidades físicas e geométricas da estrutura

5.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

Os efeitos referidos no ponto anterior são devidos a vários fenómenos como:

- Não linearidade das tensões normais nos banzos das vigas “shear lag”;
- Encurvadura local;
- Fissuração do betão;
- Fluência;
- Retração.

Sendo que os três últimos se aplicam apenas a estruturas mistas. Estes fenómenos podem provocar diferenças significativas nos esforços e deslocamentos em comparação com uma análise sem a sua consideração

5.2.1. EFEITO DE “SHEAR LAG”

Este efeito, de não linearidade das tensões normais de flexão nos banzos das vigas de alma cheia e caixões, resulta da transferência do esforço rasante das almas aos banzos, que se dá ao longo da linha de ligação alma-banzo, e que origina deformações de corte não uniformes, resultando uma maior concentração de tensões nessa zona de ligação que se degrada com o afastamento a esta zona (Figura 5-1).

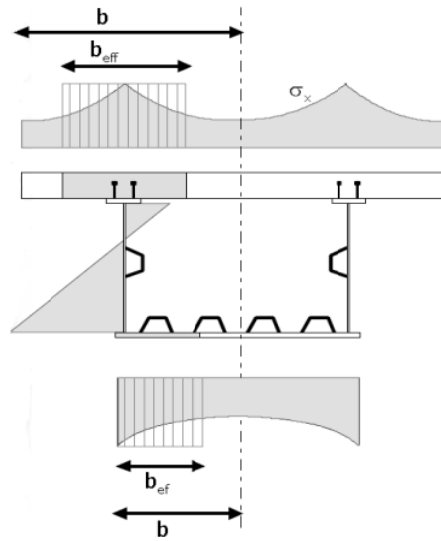


Figura 5-1 - Efeito de "Shear Lag" numa viga em caixa

Este efeito é contabilizado no modelo através da consideração de uma largura de efectiva b_{ef} ou largura colaborante, na qual se considera uma distribuição uniforme de tensões. Para um tabuleiro misto em laje vigada, para a secção de meio vão, o Eurocódigo 4 (EN1994-2) define para largura efectiva o seguinte,

$$b_{ef} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (5-1)$$

Onde b_0 é definido como sendo a distancia entre os conectores extremos do banzo, e b_{ei} a largura efectiva do banzo para cada um dos lados da alma. Segundo o EC4, para um tramo tipo de uma viga simplesmente apoiada (vão interior)

$$b_{ei} = \text{mínimo} \left\{ \frac{L_e}{8}; b_i \right\} \quad (5-2)$$

Onde, L_e é a distancia aproximada entre pontos de momento nulo (Figura 5-2), e b_i é a largura total do banzo para cada um dos lados.

Para um apoio de extremidade, a largura efectiva deve ser considerada como

$$b_{ef} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (5-3)$$

Onde

$$\beta_i = \left(0,5 + 0,025 \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1 \quad (5-4)$$

Onde b_{ei} é a largura efectiva a meio vão extremo com comprimento equivalente L_e .

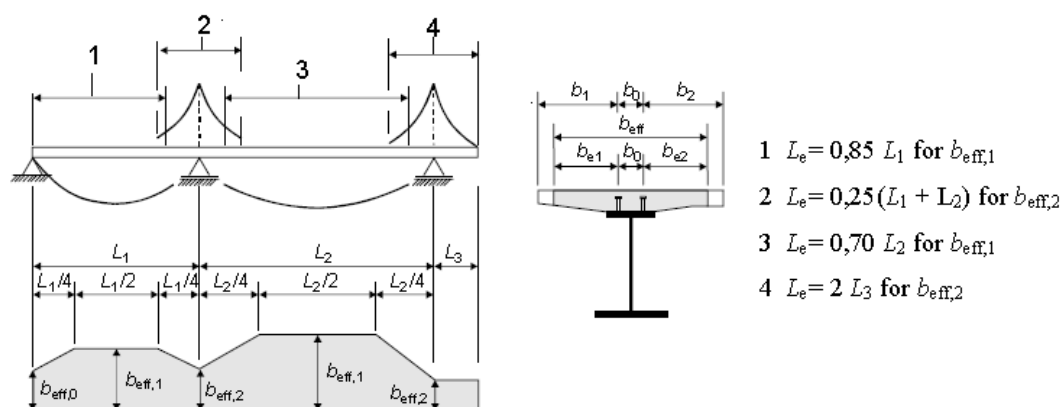


Figura 5-2 - Distribuição de Largura Efectivas nos vãos de acordo com o EC4

5.2.2. ENCURVADURA LOCAL

Em pontes metálicas e mistas, utilizam-se secções metálicas muito esbeltas, ao contrário do que acontece em edifícios. É neste contexto, que se a introduz aqui o conceito de classe das secções, que segundo o Eurocódigo está dividido em 4 tipos de secção, conforme determinados requisitos:

- Classe 1- secções onde se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação suficiente para uma análise plástica;
- Classe 2-secções onde se pode atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada;
- Classe 3- Secções onde a fibra extrema comprimida pode atingir a tensão de cedência do aço, mas devido à encurvadura local o momento plástico poderá não ser atingido;
- Classe 4- secções onde é necessário atender à encurvadura local para determinar a sua capacidade resistente à flexão ou compressão. A redução da resistência é feita considerando uma secção efectiva reduzida.

A figura 5-3 resume graficamente a classificação das secções no caso de uma acção de flexão, sendo M_p o momento plástico e M_e o momento elástico.

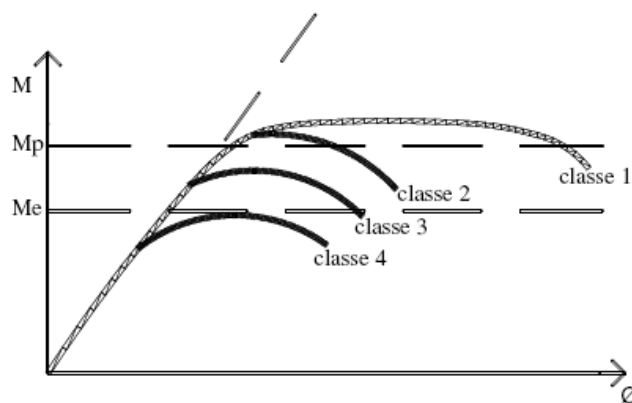


Figura 5-3 - Comportamento das secções à flexão

O quadro 5-1 esquematiza os tipos de análise a considerar dependendo da classe das secções:

Quadro 5-1 – Tipo de análise possível de acordo com a classe da secção

Classe	Análise global		Cálculo orgânico	
	Plástica	Elástica	Plástico	Elástico
1	Sim	Sim	Sim	Sim
2	Não	Sim	Sim	Sim
3	Não	Sim	Não	Sim
4	Não	Sim	Não	Sim (secção transversal efectiva)

A classificação estabelecida para as secções de aço é a mesma aplicada às secções mistas aço betão, excepto algumas particularidades das estruturas mistas, sendo efectuada atendendo a factores como:

- Relação entre as dimensões de cada um dos elementos comprimidos das secções;
- Tipo de aço;
- Do tipo de secção (Laminada ou soldada);
- Distribuição de tensões no elemento;

Com base nestes factores o Eurocódigo estabelece limites de esbelteza (rácio comprimento/espessura) para cada uma das classes, esses limites são apresentados na figura seguinte extraída do EC3.

Elementos internos comprimidos			
Classe	Flexão Simples	Compressão	Flexão Composta
Distribuição de tensões no elemento (compressão positiva)			
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	Para $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ Para $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	Para $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ Para $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$
Distribuição de tensões no elemento (compressão negativa)			
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	$\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ $\psi \leq -1^{(*)}$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235 1,00	275 0,92
			355 0,81
			420 0,75
			460 0,71

Figura 5-4 - Relações altura espessura limite para cada classe segundo o EC3

A classe da secção é a classe mais elevada dos elementos que constituem a peça, por exemplo se os banzos pertencem à classe 1 e a alma à classe 4, então a peça pertence à classe 4. Existem alguns comentários a fazer no que respeita à classificação das secções:

- A encurvadura só acontece sob acção de esforços de compressão, isto implica que qualquer elemento sujeito a esforços de tracção pertence à classe 1;
- Se um elemento é da classe n sob compressão pura, então é de classe m menor ou igual a n sobre outro tipo de esforços;
- Em secções mistas, se a conexão entre o aço e o betão respeitar determinadas regras, o banzo comprimido ligado ou betão é de classe 1, por se encontrar contraventado pelo betão.

Como referido anteriormente, em pontes as secções metálicas utilizadas são geralmente muito esbeltas (classe 4), o que faz com secção esteja a trabalhar com uma capacidade resistente pós encurvadura (alma) para estados limites últimos e mesmo para estados limite de serviço. O problema é que quando a encurvadura acontece há uma redução da rigidez das secções e por consequência uma redistribuição dos esforços, o que torna a consideração deste efeito num processo iterativo.

Refere-se que a variação da distribuição elástica de momentos é normalmente inferior a 10% [R9]. Resultando, assim, que a distribuição elástica de esforços considerando a rigidez das secções sem encurvadura é um bom princípio de dimensionamento.

Nas imagens seguintes são ilustrados alguns dos diferentes tipos de encurvadura local da alma, para diferentes tipos de esforços.

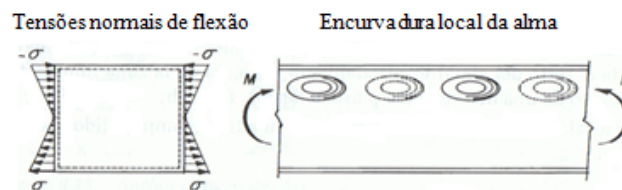


Figura 5-5 - Encurvadura local da alma sujeita a esforços de flexão

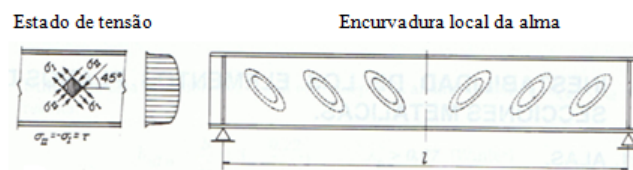


Figura 5-6 - Encurvadura local da alma por esforços de corte (tensões tangenciais)

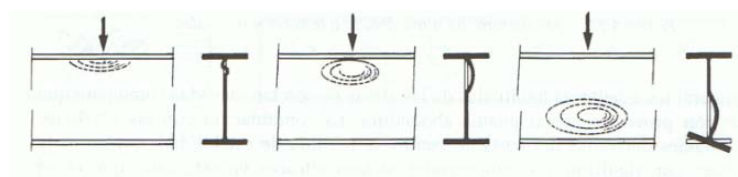


Figura 5-7 - Encurvadura da alma sujeita a cargas concentradas

5.2.3. EFEITO DA FISSURAÇÃO DO BETÃO

Em tabuleiros contínuos, nas zonas de momentos negativos, se as tensões na laje de betão ultrapassarem a resistência à tracção do betão (f_{ctm}), admite-se que o betão está fissurado, o que provoca uma redução da rigidez e consequentemente uma redistribuição dos esforços. Mais uma vez, temos um processo iterativo para a determinação das zonas onde o betão se encontra fissurado. O eurócodigo sugere dois métodos para a consideração deste efeito, um método geral iterativo, que pode ser aplicado a todos os tipos de vãos, no qual é realizada uma análise elástica com as propriedades das secções brutas, se as tensões de serviço na laje de betão ultrapassam $2f_{ctm}$, é desprezada a contribuição do betão nessa zona e é realizada nova análise até que o processo convirja, (figura 5-8).

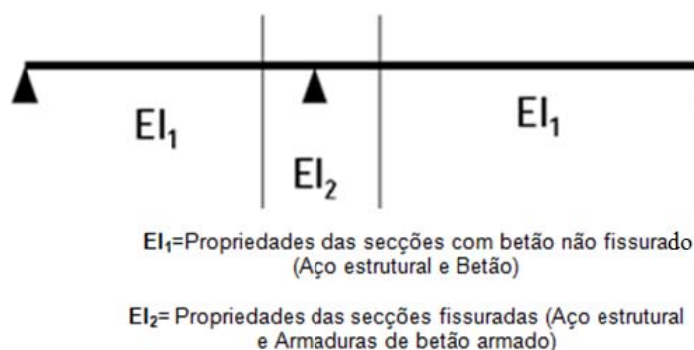


Figura 5-8 - Redução de Inercia devido à fissuração do betão

O segundo método sugerido, é um método simplificado, que só deve ser considerado quando a relação entre vãos adjacentes é superior a 0,6 ($L_{min}/L_{max} > 0,6$) e quando não é aplicado pré-esforço por deformações impostas (abaixamento de apoios). Quando estas condições são verificadas, pode ser considerada uma zona fissurada de 15% do vão para cada lado do apoio como ilustra a seguinte figura.

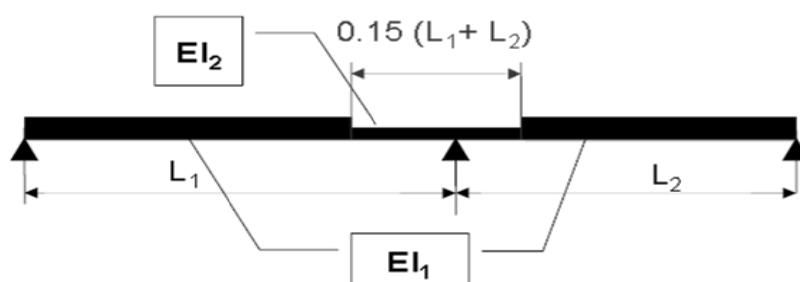


Figura 5-9 - Zona Fissurada

5.2.4. EFEITO DA FLUÊNCIA

O cálculo de vigas mistas é normalmente realizado considerando um coeficiente de homogeneização n , obtido através dos módulos de elasticidade do aço E_a e do betão E_c . Assim obtêm-se, o que conhecemos da resistência dos materiais, como área homogeneizada que é igual à área de aço mais uma área equivalente de aço que correspondente à área de betão, obtida dividindo a área de betão pelo coeficiente de homogeneização n .

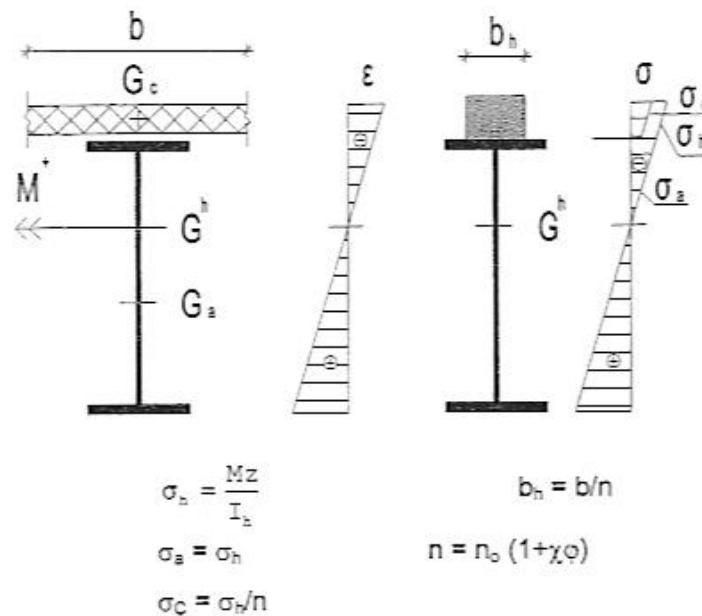


Figura 5-10 - Homogeneização de secções mistas em flexão [R9]

Para acções de curta duração (sem fluência), o coeficiente de homogeneização é designado por n_0 e é igual a E_a/E_c , E_c é definido no EC4 como sendo o módulo de elasticidade secante (valor médio).

Para acções de longa duração, é aplicado um coeficiente que considera o efeito da fluência no betão, por exemplo as regras francesas para pontes mistas consideram o efeito da fluência para acções de longa duração de uma forma muito simples que consiste em multiplicar o valor de n_0 por um factor igual a 3, obtendo um factor de homogeneização considerando a fluência.

O Eurocódigo (EN1994-2) substitui esse factor 3 por uma equação mais complexa, $1 + \psi_L \phi(t, t_0)$, que depende da origem da carga através do coeficiente ψ_L e do nível de fluência do betão na idade em que acontece o carregamento, caracterizado através do factor de fluência $\phi(t, t_0)$, apresentado anteriormente, resultando o seguinte:

$$n_L = n_0 \cdot [1 + \psi_L \cdot \phi(t, t_0)] \quad (5-5)$$

onde o factor ψ_L materializa a dependência do factor de fluência em relação a cada tipo de carga. Para as acções permanentes consideradas neste trabalho, peso próprio da laje, equipamentos não estruturais e retracção do betão, este coeficiente vale 1, 1 e 0,55 respectivamente.

5.2.5. EFEITO DA RETRACÇÃO

A retracção da laje de betão em tabuleiros isostáticos, como é o caso das pontes tratadas neste trabalho, são considerados através de uma deformação imposta na secção que induz uma distribuição auto-equilibrada de tensões elásticas na secção, como ilustra a figura 5-11.

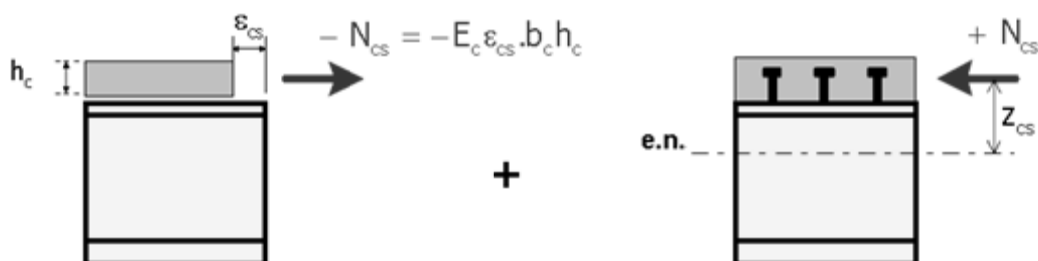


Figura 5-11 - Deformações impostas nas secções de betão (retracção livre) e mista.

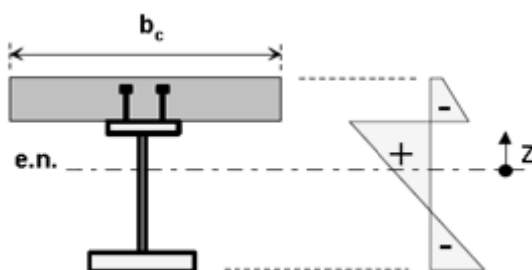


Figura 5-12 - Diagrama de tensões auto-equilibrada na secção mista

Em tabuleiros contínuos (hiperestáticos), o efeito da retracção possui uma parcela isostática (figura 5-13) e uma parcela hiperestática (figura 5-14) que se deve ao facto de a curvatura induzida pela retracção provocar esforços na estrutura (figura).

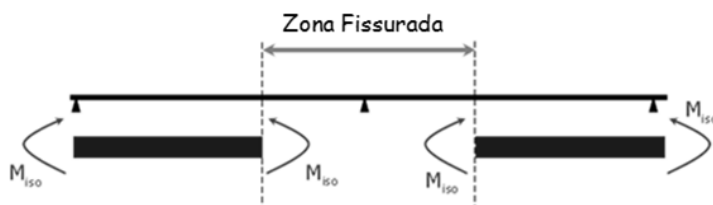


Figura 5-13 - Diagrama de momentos flectores isostáticos devidos ao efeito da retracção

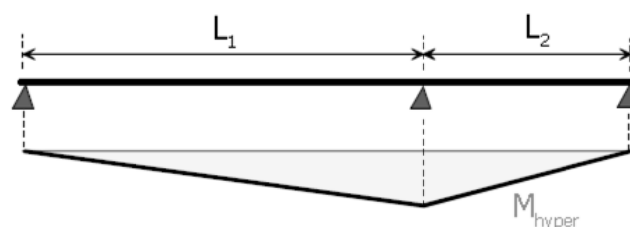


Figura 5-14 - Diagrama de momentos flectores hiperestáticos devidos ao efeito da retracção

6

**VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA
DE PONTES MISTAS****6.1. INTRODUÇÃO**

Depois das considerações feitas para a análise estrutural global de pontes mistas, serão aqui tratados aspectos relativos às verificações de segurança a realizar nestas estruturas para os estados limites considerados.

6.2. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Em relação aos estados limites últimos devem ser verificados os seguintes pontos:

- Resistência das secções;
- Resistência à encurvadura por esforço transversal;
- Resistência ao esforço de corte longitudinal no plano da ligação aço-betão;
- Resistência à encurvadura lateral;
- Resistência à Fadiga.

Neste trabalho são apenas consideradas os três primeiros pontos, faz-se apenas uma pequena descrição dos restantes.

6.2.1. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES

Como apresentado anteriormente, a resistência das secções pode ser determinada com base numa análise plástica ou elástica, dependendo da classe das secções. Secções das classes 1 ou 2 podem ser calculadas com base numa análise plástica ou elástica. Secções da classe 3 podem ser calculadas com base na sua resistência elástica, ou alternativamente podem também ser calculadas como uma secção efectiva da classe 2 (figura 6-2). Para secções de classe 4 a análise terá de ser realizada para uma secção efectiva, e será sempre uma análise elástica.

6.2.1.1. Cálculo plástico de vigas em flexão

A determinação do momento plástico resistente, em vigas mistas, admitindo conexão total, é baseada nos seguintes pressupostos:

- Não existem deslocamentos relativos entre aço estrutural, betão e armaduras (conexão total);
- Em tracção ou compressão, a secção efectiva de aço estrutural é solicitada até atingir a sua tensão de cedência $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_{M0}$;
- Em compressão ou tracção a armadura é solicitada até atingir a sua tensão de cedência $f_{sd}=f_{sk}/\gamma_s$, por facilidade é desprezada a contribuição das armaduras em compressão;

- A área efectiva comprimida de betão tem uma resistência máxima igual a $0.85f_{cd}=0.85f_{ck}/\gamma_c$, área tracionada de betão e desprezada.

Na figura seguinte (figura 6-1) é ilustrada a forma de obter o momento plástico resistente, admitindo os pressupostos referidos a cima, positivo ou negativo.

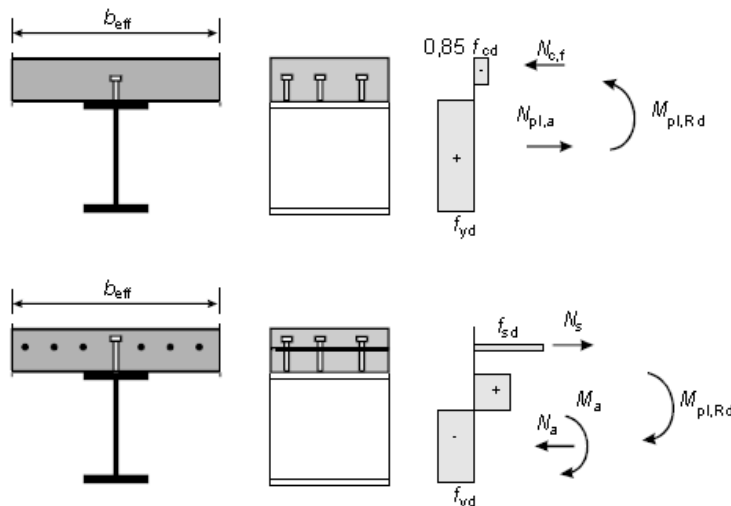


Figura 6-1 - Momento Plástico Positivo (em cima) e Negativo (em baixo)

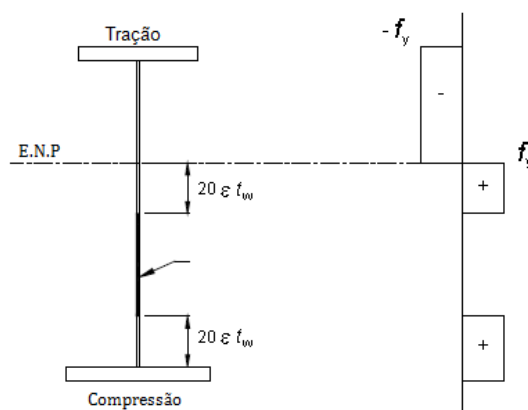


Figura 6-2 - Secção classe de 3 recalculada como secção efectiva de Classe 2

6.2.1.2. Calculo Elástico de Vigas em Flexão e influência do processo construtivo

O momento resistente elástico é determinado admitindo que a fibra mais solicitada atinge a sua tensão de cedência. Para a verificação de tabuleiros de pontes mistas com secções da classe 3 ou 4, que como referido é o caso mais comum, é feita uma sobreposição de tensões correspondente a cada fase construtiva. Para cada fase é considerada a respectiva secção efectiva. No processo construtivo usual para pontes mistas de pequeno ou médio vão, as vigas metálicas principais servem de cimbra à laje, resistindo, assim, a todo o seu peso mais o peso da laje, fase (1) da figura 6-3, as sobrecargas e as restantes cargas permanentes são aplicadas já em fase de viga mista, fase (2) figura 6-3. Em qualquer das fases referidas as secções podem ser totalmente efectivas ou não.

A figura seguinte ilustra o processo, que é iterativo, para a determinação das tensões numa determinada secção da classe 3 ou 4.

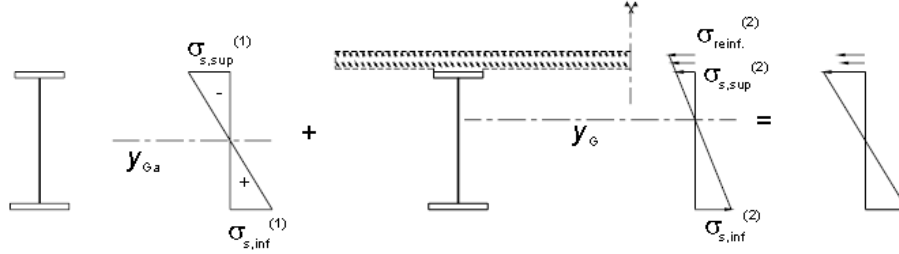


Figura 6-3 - Tensões na secção bruta, fase (1) e fase (2)

Com os diagramas de tensões da figura 6-3 determina-se a classe da secção, se for classe 3 ou inferior não é necessário recalculer as tensões, se for de classe 4 é necessário calcular a área efectiva da alma e calcular as tensões correspondentes (figura 6-4).

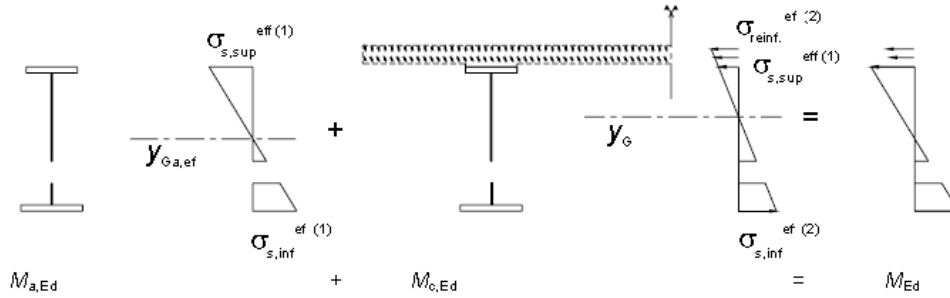


Figura 6-4 - Tensões na secção efectiva - fase (1) e fase (2)

6.2.1.3. Determinação da secção efectiva para uma secção de classe 4

De acordo com o Eurocódigo (EC3-parte 5-elementos de placa), a área efectiva de uma secção, ou de uma parte comprimida de uma secção, que é o que normalmente acontece nas pontes mistas, pois os banzos são sempre dimensionados para serem totalmente efectivos, sendo alma o único elemento que poderá não ser totalmente efectivo, é determinada da seguinte forma,

$$A_{c,ef} = \rho_c A_c \quad (6-1)$$

onde, $A_{c,ef}$ é a área comprimida efectiva, A_c é a área comprimida do elemento e ρ_c é o coeficiente de redução por encurvadura da placa, que para elementos internos é dado por,

$$\rho_c = 1 \quad \text{para } \bar{\lambda} \leq 0,673 \quad (6-2)$$

$$\rho_c = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,673, e(3 + \psi) \geq 0 \quad (6-3)$$

para elementos externos é dado por,

$$\rho_c = 1 \quad \text{para } \bar{\lambda} \leq 0,748 \quad (6-4)$$

$$\rho_c = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1 \quad \text{para } \bar{\lambda}_p > 0,748 \quad (6-5)$$

Para ambos os casos $\bar{\lambda}_p$ é dado por,

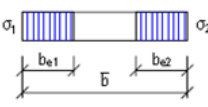
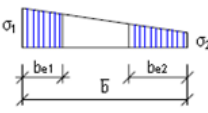
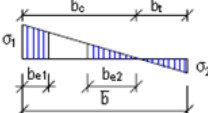
$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4\epsilon\sqrt{k_\sigma}} \quad (6-6)$$

Onde,

- ψ é o rácio entre as tensões de compressão e tracção
- b é a dimensão apropriada, para almas é igual a b_w , ou seja, a altura da alma.
- K_σ é o coeficiente de encurvadura da placa que depende do rácio entre tensões e das condições fronteira, para placas longas é dada no quadro 6-1.
- t corresponde à espessura da placa.
- σ_{cr} é a tensão critica elástica de encurvadura da placa.

Depois de determinado o coeficiente de redução por encurvadura, resta distribuir a área efectiva, que para elementos internos se realiza de acordo com o seguinte quadro (quadro 6-1) extraído do EC3 (EN1993-1-5):

Quadro 6-1-Largura efectiva de elementos comprimidos segundo EC3 parte 5

Distribuição de tensões (compressão positiva)				Largura efectiva b_{ef}		
				$\psi = 1$ $b_{ef} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{ef}$ $b_{e2} = 0,5 b_{ef}$		
				$1 > \psi > 0$ $b_{ef} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{ef}$ $b_{e2} = b_{ef} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$ $b_{ef} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{ef}$ $b_{e2} = 0,6 b_{ef}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
K_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

6.2.2. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA POR ESFORÇO TRANSVERSO

Numa viga mista o esforço transversal é resistido pela laje de betão e pela viga metálica, no entanto, como a resistência da laje é reduzida comparando com a da viga metálica a sua resistência é desprezada. Assim, e independentemente da classe da secção a seguinte condição $V_{Ed} \leq V_{pl,a,Rd}$ deve ser satisfeita, sendo $V_{pl,a,Rd}$ a resistência plástica ao corte da secção metálica, que para uma secção não sujeita a torção é dada por,

$$V_{pl,a,Rd} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}} \quad (6-7)$$

Onde A_V é a área de corte, que para perfis I soldados é igual a:

$$A_V = \eta \sum (h_w t_w) \quad (6-8)$$

Onde η é um factor que tem em conta o tipo de aço, para classes de aço até S460 é igual a 1.2.

Quando a alma se torna muito esbelta, pode encurvar sob acção do esforço transversal, então a seguinte condição deve ser verificada, $V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$, sendo $V_{b,Rd}$ a resistência à encurvadura por esforço transversal.

A resistência à encurvadura por esforço transversal é dada por:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w \quad (6-9)$$

Onde $V_{bf,Rd}$ corresponde à resistência ao esforço transversal dos banzos, que por simplicidade é desprezada por ser muito pequena em comparação com a contribuição da alma, admitindo-se que os banzos resistem aos momentos flectores, e a alma resiste ao corte.

O EC3 distingue entre, almas com reforços transversais, e almas sem reforços transversais. Sendo que a definição de alma sem reforços transversais se refere a almas reforçadas apenas sobre a secção dos apoios, almas reforçadas refere-se a almas com reforços sobre as secções dos apoios e secções intermédias. O Eurocódigo apresenta vários métodos de determinação da resistência à encurvadura, neste trabalho optou-se pelo método designado por *Método do campo de tensões rodado*, por ser um método bastante abrangente, que se aplica tanto a almas não reforçadas como reforçadas longitudinalmente. A resistência da alma em relação à encurvadura por esforço transversal, segundo este método, deve ser verificada sempre que as seguintes relações, entre a altura e a espessura da alma, sejam verificadas:

- $h_w/t_w \geq (72/\eta) \cdot \varepsilon$, para almas sem reforços transversais
- $h_w/t_w \geq (31/\eta) \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\tau}$, para almas com reforços transversais

onde,

- ε - Coeficiente que depende do tipo de aço ($\varepsilon = \sqrt{235/f_{yw}}$)
- K_τ - Coeficiente de encurvadura da placa

6.2.2.1. Contribuição da alma

Segundo este método, e desprezando a contribuição dos banzos, a resistência à encurvadura por esforço transversal é verificada reduzindo a área de corte da alma a uma área efectiva através de um coeficiente χ_w da seguinte forma:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w \quad (6-10)$$

O factor de redução da área da alma (χ_w) depende da rigidez do painel a ser analisado, e é função da esbelteza da alma, que é calculada através da seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (6-11)$$

Sendo f_{yw} a tensão de cedência do aço e τ_{cr} a tensão crítica ao corte da alma dada por:

$$\tau_{cr} = K_\tau \sigma_E \quad (6-12)$$

Onde k_τ é o coeficiente de encurvadura da placa, que depende das condições fronteira do painel, considerando almas dotadas de reforços transversais, com uma relação entre a altura da alma e afastamento a dos reforços, que se assumem ser rígidos, superior a 1, resulta o seguinte:

$$K_{\tau} = 5,34 + 4 \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \quad (6-13)$$

Com σ_E dado por,

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (6-14)$$

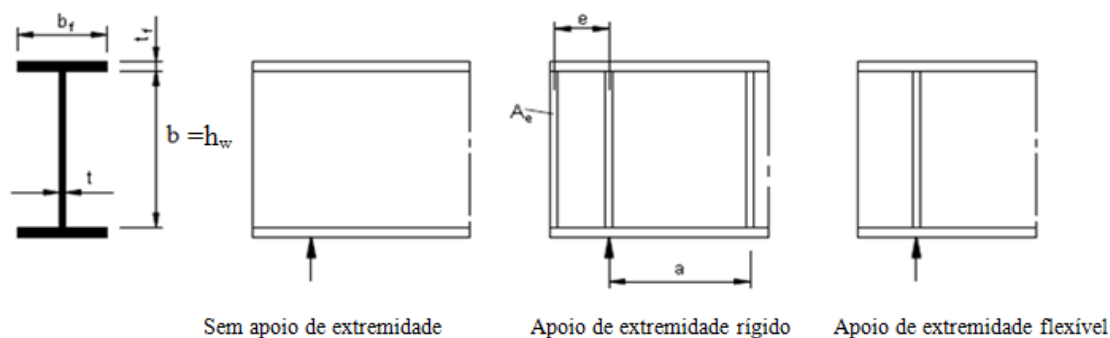


Figura 6-5 - Definição das condições fronteira dos painéis (EN1993-5)

Os limites de esbelteza para a determinação do coeficiente χ_w são apresentados no quadro 6-2 extraído do EC3.

Quadro 6-2 Esbeltezas limite para o calculo do coeficiente χ_w

$\bar{\lambda}$	Painel de extremidade rígido	Painel de extremidade não rígido
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

A resistência ao esforço transversal resulta, assim, no seguinte:

$$V_{Rd} = \min (V_{b,Rd}; V_{pl,a,Rd}) \quad (6-15)$$

6.2.3. INTERACÇÃO ENTRE O MOMENTO FLECTOR E O ESFORÇO TRANSVERSO

Segundo o Eurocódigo, a resistência aos momentos flectores deve ser reduzida, devido à encurvadura local da alma, quando o esforço transversal actuante ultrapassa metade do valor resistente ($V_{Ed}/V_{rd} \geq 0,5$).

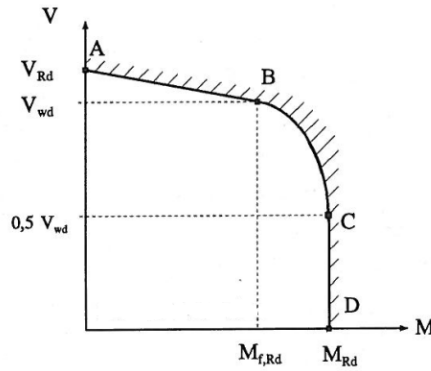


Figura 6-6 - Diagrama de Interecção M-V [R17]

O diagrama da figura 6-6 apresenta duas zonas distintas; zona onde os momentos flectores são inferiores a $M_{f,Rd}$, onde $M_{f,Rd}$ é o momento plástico resistente dos banzos apenas, nessa zona assume-se que as tensões provocadas pelos esforços de flexão não influenciam a resistência da alma ao esforço transverso, sendo apenas necessário reduzir a contribuição dos banzos, ou alternativamente, simplesmente se despreza a contribuição dos banzos ao esforço transverso, assumindo que estes resistem aos esforços de flexão e a alma ao esforço transverso, não sendo necessário efectuar nenhuma redução na resistência de qualquer um dos elementos referidos; zona onde os esforços de flexão ultrapassam o momento plástico resistente dos banzos ($M_{f,Rd}$) onde se considera que a alma terá de resistir simultaneamente a esforços de flexão e esforços de corte, assim, para valores elevados de esforço transverso ($V_{sd} > 0,5V_{Rd}$) é necessário considerar a interacção entre estes esforços.

Essa redução é feita de acordo com a classe da secção. Para secções de classe 3 ou 4 o critério de interacção definido é o seguinte:

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] [2\bar{\eta}_3 - 1]^2 \leq 1 \quad (6-16)$$

Onde,

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \geq \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \text{ e } \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \quad (6-17)$$

Sendo $M_{pl,Rd}$ o momento plástico resistente calculado considerando a área bruta da alma, mesmo que esta seja da classe 4, para a área dos banzos deve ser considerada a área efectiva considerando o efeito do “shear lag” e da encurvadura, caso seja necessário, $M_{f,Rd}$ é o momento resistente plástico dos banzos, como já apresentado anteriormente.

Para secções da classe 1 ou 2, a redução da resistência aos esforços de flexão devido a esforços de corte elevados é considerada através da aplicação de um factor de redução da tensão de cedência do aço (ρ) da alma (figura6-7).

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2 \quad (6-18)$$

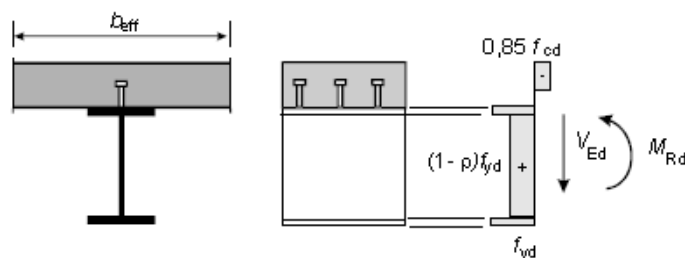


Figura 6-7 - Redução da resistência à flexão devido aos esforços de corte em secções de classe 1 ou 2

A interação entre M e V não precisa ser verificada para secções localizadas a uma distância menor ou igual a $h_w/2$ de um apoio com reforço vertical.

6.2.3.1. Reforços da alma

Sempre que a alma não tem capacidade resistente suficiente existem duas hipóteses, aumentar a sua área, o que na maior parte das vezes não é económico, ou introduzir reforços transversais e ou longitudinais. Estes reforços aumentam a rigidez dos painéis aumentando a resistência à encurvadura da alma. Para que os reforços contribuam efectivamente para o aumento da rigidez dos painéis da alma sem terem problemas de instabilidade é necessário cumpram determinados requisitos. Por esse motivo o Eurocódigo apresenta algumas regras para o seu dimensionamento.

a) Reforços transversais

Os reforços transversais estão essencialmente sujeitos a esforços de compressão resultantes do esforço transverso e ou de cargas concentradas, reforços transversais intermédios rígidos devem ser dimensionados para um esforço axial dado pela seguinte expressão:

$$N = V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} f_{yw} \cdot t / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}) \quad (6-19)$$

No caso de esforço transverso variável, a verificação deve ser efectuada para o esforço transverso a uma distância $0,5h_w$ da extremidade do painel com maior esforço transverso.

Na verificação da resistência à encurvadura, a secção transversal dos reforços pode ser considerada igual à secção bruta do reforço mais uma largura de placa (alma) igual a $15et$, mas sempre limitada à largura disponível de cada lado do reforço, evitando sobreposição com reforços adjacentes como é ilustrado na seguinte figura.

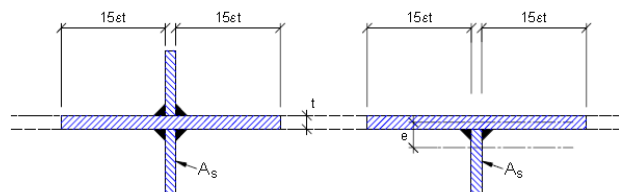


Figura 6-8 - Secção efectiva de reforços transversais

O Eurocódigo define ainda regras adicionais para a verificação destes elementos, das quais apenas se refere que os reforços transversais intermédios que actuem como suportes rígidos para painéis de alma devem satisfazer o seguinte critério de rigidez:

$$I_{st} \geq \frac{1.5h_w^3 t^3}{a^2} \quad \text{se } a/h_w < \sqrt{2} \quad (6-20)$$

$$I_{st} \geq 0.75h_w \cdot t^3 \quad \text{se } a/h_w \geq \sqrt{2} \quad (6-21)$$

Onde, I_{st} é a inércia da secção transversal efectiva do reforço transversal (figura 6-8), a é o espaçamento entre reforços, h_w é a altura da alma e t é a espessura da alma.

Em painéis de extremidade, um reforço é considerado rígido apenas se for formado por dois pares de reforços transversais, ou alternativamente constituído por um perfil laminado como é ilustrado na seguinte figura:

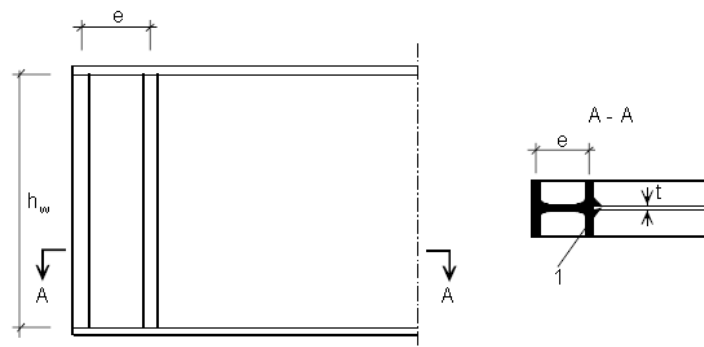


Figura 6-9 - Regras um para apoio de extremidade ser considerado como rígido

Cada reforço duplo constituído por placas deve ter uma área mínima dada por:

$$\frac{4h_w t^2}{e} \quad (6-22)$$

Onde, e é a distancia entre eixos de reforços que deve ser superior a $0,1h_w$. Se for utilizado um perfil laminado o seu módulo elástico em torno de um eixo perpendicular ao plano da alma deve ser superior a $4h_w t^2$.

b) Reforços longitudinais

Por não serem aplicados em pontes de pequeno vão, relativamente aos reforços longitudinais refere-se apenas que estes devem também satisfazer determinadas condições de resistência e rigidez para evitar o risco de instabilidade do próprio reforço, condições que são também estabelecidas pelo Eurocódigo.

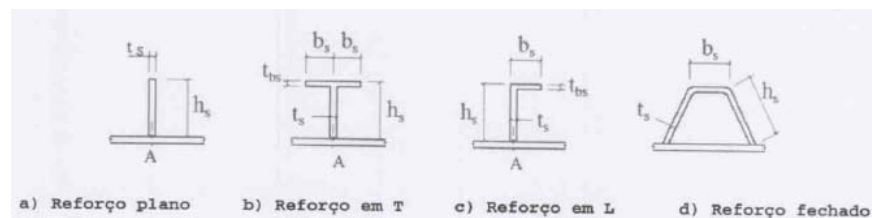


Figura 6-10 - Reforços de alma tipo utilizados em pontes metálicas e mistas [R9]

6.2.4. RESISTÊNCIA AO ESFORÇO DE CORTE LONGITUDINAL NO PLANO DA LIGAÇÃO AÇO-BETÃO

6.2.4.1. Conectores

A resistência ao esforço de corte longitudinal é obtida através da utilização de conectores na interface aço/betão e armaduras colocadas na laje de betão nessa zona de ligação.

Os conectores desempenham, assim, um papel muito importante nestas estruturas, pelo que estão sujeitos a regras, e as suas propriedades são também fornecidas pelas normas europeias (EN13918). Nos últimos anos os conectores tipo “perno”, ou “conectores de cabeça” (headed stud) têm sido os mais utilizados devendo-se essencialmente aos seguintes factores:

- Fácil aplicação;
- Menor congestionamento de armaduras na laje;
- Recomendações construtivas e de dimensionamento especificadas pelas normas.

Estes conectores são fornecidos com um anel cerâmico na extremidade inferior para proteger a soldadura em caso de intempéries durante a fusão. A soldadura é executada automaticamente pelo processo de arco eléctrico, sendo a descarga aplicada directamente na cabeça dos conectores. A figura 6-11 ilustra o processo de aplicação deste tipo de conector numa laje mista.

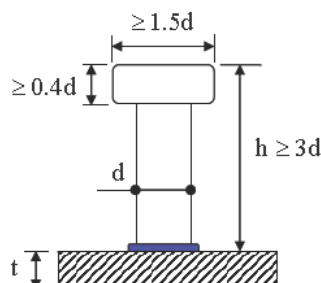


Figura 6-11 - Aplicação de conectores do tipo “perno” em laje mista

As principais propriedades dos conectores são a resistência última, a tensão de cedência e extensão antes da rotura, que dependem da classe do aço escolhido para o fabrico do conector.

Para o dimensionamento destes elementos deve atender-se não só à resistência, mas também às disposições construtivas apresentadas pelo Eurocódigo 4 relativas aos seguintes aspectos:

- Espaçamentos;
- Recobrimentos;
- Geometria;



$$16 \leq d \leq 25\text{mm}$$

Figura 6-12 - Conector tipo “perno”

A resistência da conexão pode ser limitada pela ruptura do conector propriamente dito ou pela ruptura do betão da laje, para conectores do tipo “perno”, a resistência é determinada da seguinte forma:

- A resistência para a ruptura pelo conector é dada por:

$$P_{RK}^{(1)} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi d^2}{4} \quad (6-23)$$

Onde f_u é a tensão de ruptura do conector que não deve ser tomada superior a 500MPa, e d é o diâmetro do conector (16 a 25mm)

- A resistência para a ruptura pela laje de betão (esmagamento do betão) é dada por:

$$P_{RK}^{(2)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (6-24)$$

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ se } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \text{ para os restantes casos } \alpha = 1 \quad (6-25)$$

Onde f_{ck} é a tensão de compressão característica de ruptura do betão, não deve ser inferior a 17.2 MPa, E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do betão.

A resistência característica da conexão é dada pelo mínimo das duas resistências,

$$P_{RK} = \min (P_{RK}^{(1)}; P_{RK}^{(2)}) \quad (6-26)$$

Por fim, a resistência de dimensionamento é obtida dividindo a resistência característica pelo factor de segurança, que para este tipo de conector segundo o EC4 é $\gamma_v=1,25$, para os estados limites de serviço o valor da resistência deve ainda ser reduzido, o valor recomendado é de 75% da resistência.



Figura 6-13 - Ruptura da conexão pelo betão

6.2.4.2. Esforço de corte longitudinal

Como referido anteriormente, em pontes mistas os esforços de dimensionamento são determinados com base numa análise elástica linear. Assim, o esforço de corte longitudinal por unidade de comprimento é também determinado pela teoria elástica a partir do esforço transverso vertical. O espaçamento dos conectores ao longo do comprimento da viga acompanha a envolvente do esforço transverso. Nas condições referidas (teoria elástica linear), o esforço longitudinal de corte por unidade de comprimento é facilmente obtido pela seguinte expressão:

$$V_{L,Ed} = \frac{S \cdot V_{Ed}}{I_{mista}} \quad (6-27)$$

Onde S , é o momento estático da área da laje de betão em relação ao centro de gravidade da secção mista (homogeneizada), I_{mista} é o momento de inércia da secção mista e V_{Ed} é o esforço transverso actuante em fase mista.

É ainda necessário considerar o esforço rasante que resulta da retracção da laje de betão (N_{cs}), e das variações de temperatura.

Segundo o Eurocódigo 4, para a consideração do efeito da retracção na verificação da segurança da conexão o primeiro passo é calcular o comprimento de dissipação destas forças a partir das extremidades livres da viga figura 6-14.

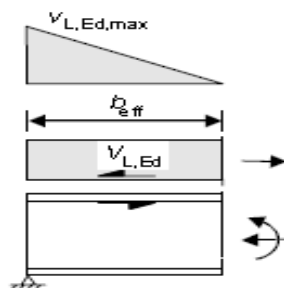


Figura 6-14 - Comprimento de ancoragem dos esforço rasante resultante da retracção

Assumindo uma distribuição triangular do esforço rasante devido à retracção:

$$V_{L,Ed,max} = \frac{2V_{Ed}}{b_{ef}} \quad (6-28)$$

Refere-se que quando se usam conectores do tipo “perno” pode ser assumido um esforço rasante constante ao longo da largura efectiva, isto porque se admite que estes conectores têm ductilidade suficiente para haver uma redistribuição do esforço. Depois de determinado o esforço a considerar, resta verificar se o número de conectores dimensionados para as restantes cargas é suficiente, uma vez que a acção da retracção é de sinal contrário das restantes acções.

6.2.4.3. Armaduras transversais de conexão

Deve ainda ser prevista uma armadura transversal na conexão para evitar a rotura por corte longitudinal, que pode acontecer ao longo das superfícies críticas indicadas na seguinte figura:

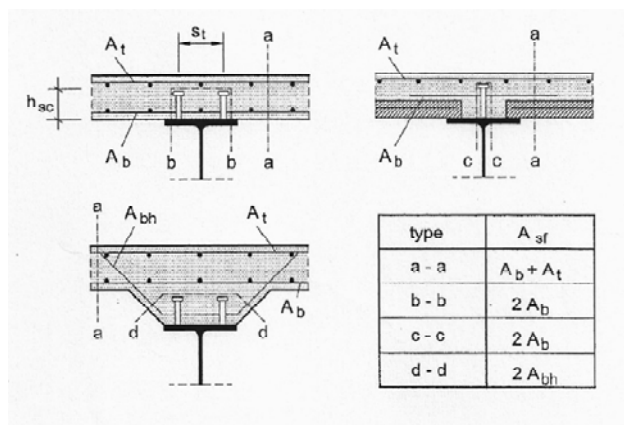


Figura 6-15 - Superfícies críticas de corte e armaduras a considerar

Na figura 6-15 é também indicada a armadura (A_{sf}) a considerar, para a verificação da resistência ao corte para cada superfície de rotura.

Em geral, por implicação das disposições construtivas atrás referidas como recobrimentos, espaçamentos, etc, em lajes maciças de espessura constante a superfície de rotura a-a é condicionante.

A resistência ao corte longitudinal por unidade de comprimento $V_{L,Rd}$, deve ser determinada de acordo com o modelo de treliça do EC2 ilustrado na figura 6-16.

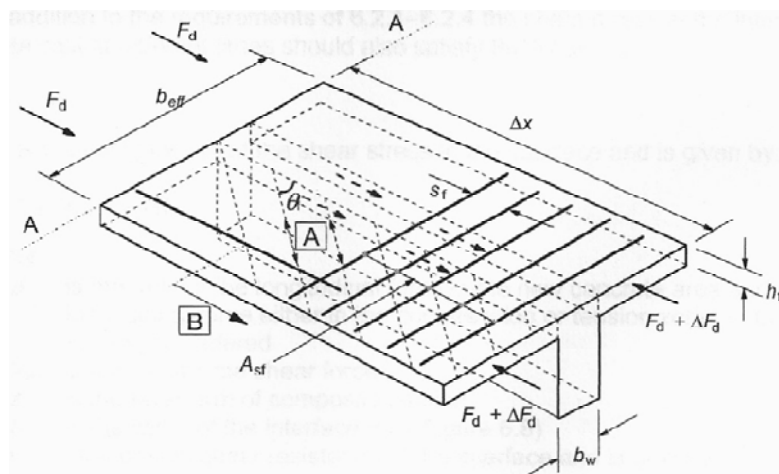


Figura 6-16 - Modelo de treliça do Eurocódigo 2 para vigas em T

Segundo este modelo a armadura de reforço A_{sf} deve satisfazer a seguinte condição:

$$\tau_{Ed} \cdot h_f \cdot \tan \theta f \leq \frac{A_s}{s} \cdot f_y d \quad (6-29)$$

Onde $26,5^\circ \leq \theta f \leq 45^\circ$ para banzos comprimidos e $38,6^\circ \leq \theta f \leq 45^\circ$ para banzos tracionados.

Deve ainda ser verificada a seguinte condição para que não aconteça a rotura das diagonais de betão comprimidas:

$$\tau_{Ed} \leq \vartheta \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (6-30)$$

Onde ϑ um coeficiente de redução da resistência ao corte do betão dado por:

$$\vartheta = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (6-31)$$

6.2.5. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA LATERAL

Em vigas mistas simplesmente apoiadas, sujeitas a momentos flectores positivos, considera-se que o banço comprimido (banço superior) está suficientemente contraventado pela laje de betão, pelo que está verificada a encurvadura lateral. No entanto, como já referido anteriormente no processo usual de construção de pontes mistas, numa primeira fase (fase de viga metálica) este fenómeno pode acontecer se não for prevenido com um sistema de contraventamento horizontal que o impeça. O risco de encurvadura lateral é obviamente aumentado com a acção de forças horizontais (destabilizadoras), como a acção do vento.

Em pontes mistas contínuas, este efeito é prevenido com a realização de diafragmas sobre as zonas de apoios, ou mesmo recorrendo à dupla acção mista, ou seja, a aplicação de uma laje de betão ao nível do banço inferior, que faz diminuir a compressão no banço e ao mesmo tempo serve de contraventamento, evitando a encurvadura lateral.

Por não ser uma verificação com especial relevância em pontes simplesmente apoiadas e devido ao âmbito deste trabalho, não será realizada esta verificação. Assim sendo, fica aqui apenas a referência a este efeito que pode ser importante especialmente em pontes contínuas.

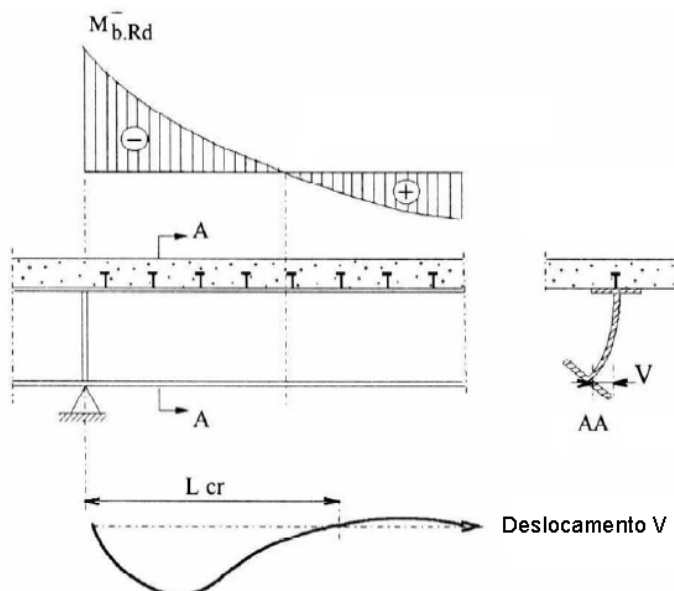


Figura 6-17 - Encurvadura lateral do banço comprimido numa viga mista

6.2.5.1. Sistemas de contraventamento

O sistema de contraventamento em pontes metálicas e mistas divide-se em dois tipos, vertical e horizontal com funções distintas, como se explica em seguida:

- Contraventamento vertical - O sistema de contraventamento vertical entre vigas tem como função principal evitar distorções na secção, sob acção de carregamentos excêntricos, que provocam flexões diferenciais nas vigas.

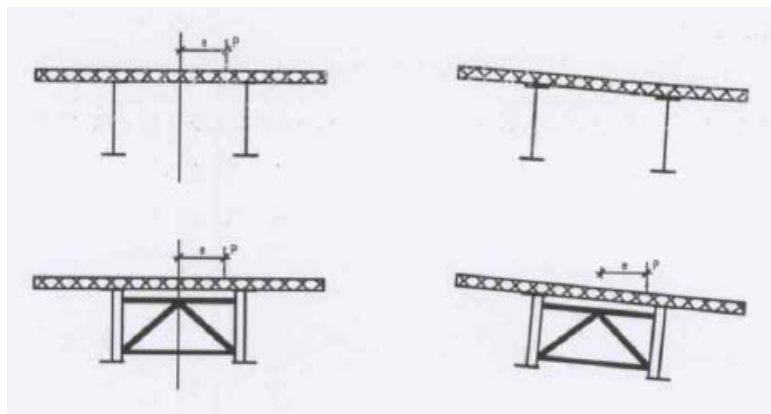


Figura 6-18 - Efeito do sistema de contraventamento vertical na distribuição de cargas excéntricas [R9]

- Contraventamento horizontal - Normalmente adopta-se um sistema de contraventamento horizontal ao nível do banzo inferior que tem como principal função aumentar a rigidez à torção ao transformar uma secção aberta numa espécie de caixão, serve também para a distribuição da acção do vento e ajuda à estabilização dos banzos.

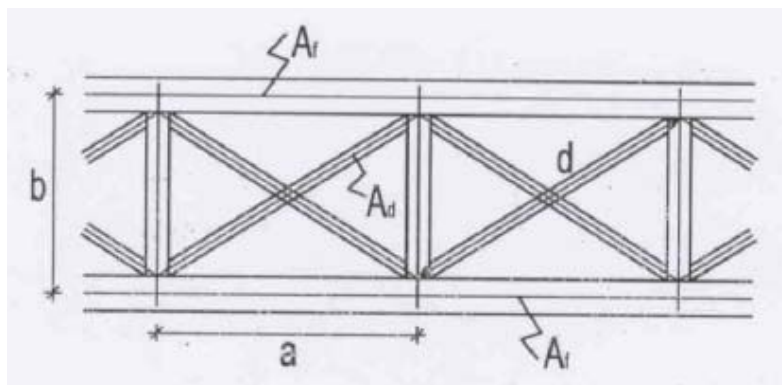


Figura 6-19 - contraventamento horizontal ao nível do banzo inferior

6.2.6. FADIGA (ROTURA FRÁGIL)

As pontes estão sujeitas a acções (acções de tráfego) que variam frequentemente ao longo do tempo. Quando um veículo atravessa o tabuleiro de uma ponte provoca variações de tensões nos elementos que constituem o tabuleiro. Sujeitos a estas condições, repetidamente, os elementos tendem a enfraquecer; pode existir propagação de fendas que podem levar à rotura frágil da estrutura [R18].

Segundo o Eurocódigo, em pontes mistas a verificação à fadiga deve incidir sobre os seguintes elementos da estrutura:

- Vigas metálicas e Conectores
- Armaduras de betão armado da laje
- Betão da laje

O risco de rotura por fadiga aumenta com o volume de tráfego, idade da ponte, magnitude das variações de tensões provocadas pelas acções variáveis, e diminui com o aumento da tenacidade dos materiais e com a qualidade dos detalhes executados para evitar a fadiga. O risco de fadiga é mais elevado em estruturas com ligações soldadas do que com ligações aparafusadas, devido às tensões residuais introduzidas pelos processos de soldadura.

A figura seguinte ilustra alguns detalhes a considerar para a verificação à fadiga das vigas metálicas de uma ponte mista.

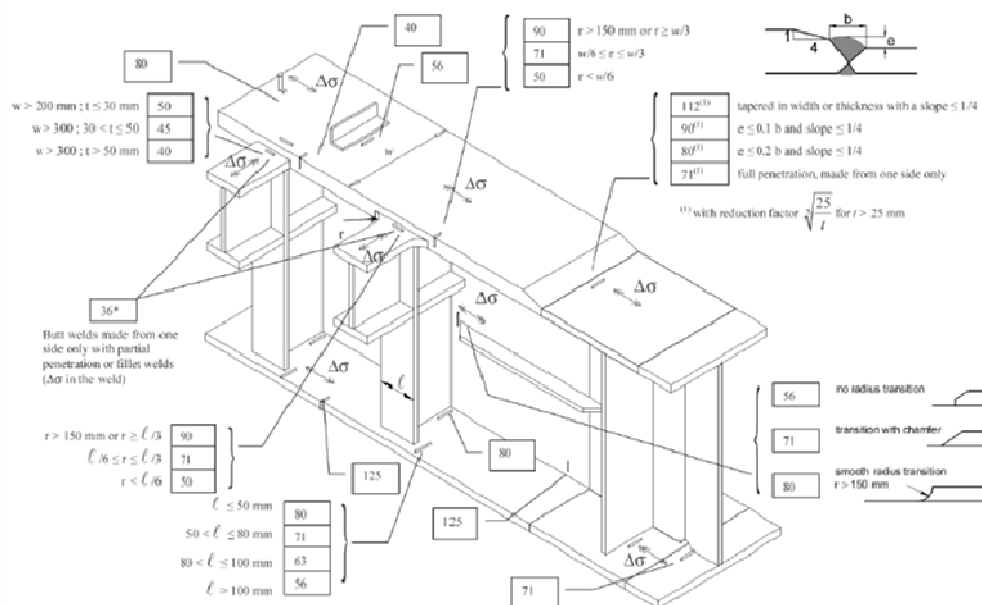


Figura 6-20 - Detalhes para prevenir a rotura fragil (fadiga) [R16]

6.2.7. VERIFICAÇÕES DE SERVIÇO

Como já referido as verificações de serviço tem como objectivo assegurar o bom funcionamento das estruturas, garantindo o conforto dos utilizadores, limitando as deformações e vibrações, controlando a fissuração, etc.

As principais verificações de serviço a efectuar em pontes mistas são:

- Limitação das tensões nos elementos estruturais
- Controlo de deformações (flechas)
- Controlo de abertura de fendas no betão

6.2.7.1. Tensões de serviço nos elementos estruturais

Segundo o Eurocódigo 4 para a combinação rara de acções as tensões nas secções da viga metálica devem ser limitadas de forma que os seguintes critérios sejam verificados:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (6-32)$$

$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}} \quad (6-33)$$

$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}} \quad (6-34)$$

Onde $\gamma_{M,ser}$ é igual a 1. O critério de Von Mises (6-34) apenas se aplica a esforços concomitantes.

Na laje de betão as tensões devem ser limitadas a $0,6f_{ck}$ para a combinação rara de acções e $0,45f_{ck}$ para a combinação quase permanente.

6.2.7.2. Flechas máximas

O Eurocódigo não define as flechas máximas a considerar, refere apenas que estas devem garantir o bom funcionamento das estruturas. Neste trabalho foi definido como flecha máxima para as acções de serviço um valor igual a $L/500$, sendo L o vão da ponte.

7

ESTUDO COMPARATIVO

7.1. TABULEIROS TIPO CONSIDERADOS

Um dos objectivos deste trabalho é contribuir para o aumento do uso das pontes mistas em Portugal. Por este motivo, optou-se pelo estudo de tabuleiros que respeitem as regras aplicadas às infra-estruturas no nosso país. Pontes simplesmente apoiadas de pequeno/médio vão são estruturas que são usadas para atravessamentos sobre auto-estradas, sobre pequenos rios, e outras passagens superiores correntes. O que se pretende perceber é para que vãos se deve empregar a solução bi-viga e a solução multi-viga recorrendo a perfis laminados correntes, e com isso, ajudar os projectistas a optar pela solução mais económica sempre que se defrontarem com esta decisão. Segundo vários projectistas com experiência nesta área, a gama de vãos onde se discute a solução mais económica, varia entre os 17 e os 25 metros. Assim serão estes os vãos estudados. As larguras dos tabuleiros são baseadas na Portaria n.º 1136/2001 de 25 de Setembro, que define as larguras mínimas dos passeios e fachas de rodagem a considerar dependendo do tipo de ocupação onde se insere a infra-estrutura.

Quadro 7-1 - Portaria n.º 1136/2001 de 25 de Setembro

Tipos de ocupação	Infra-estruturas - Arruamentos (b)
Habitação a.c. hab. . 80% a.c.	Perfil tipo $\geq 9,7$ m. Faixa de rodagem = 6,5 m. Passeio = 1,6 m (X 2)
Habitação (se a.c. hab. . 80 %), comércio e ou serviços	Perfil tipo ≥ 12 m. Faixa de rodagem = 7,5 m. Passeio = 2,25 m (X 2).
Quando exista indústria e ou armazéns	Perfil tipo $\geq 12,2$ m. Faixa de rodagem = 9 m. Passeio = 1,6 m (X 2).

A Portaria distingue três tipos de ocupação para a localização das infra-estruturas. Seguindo essa lógica, serão definidas três larguras tipo para o estudo, correspondendo cada uma a um tipo de ocupação do quadro 7-1. Como se trata de um dimensionamento económico, serão estudadas as larguras mínimas para cada tipo.

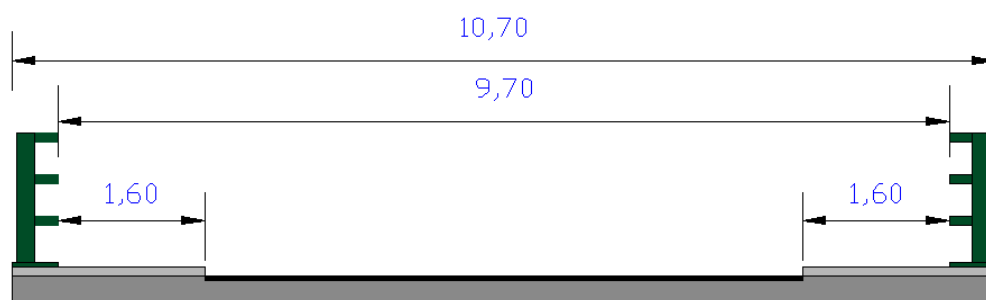


Figura 7-1 - Tabuleiro com 10,70m de largura

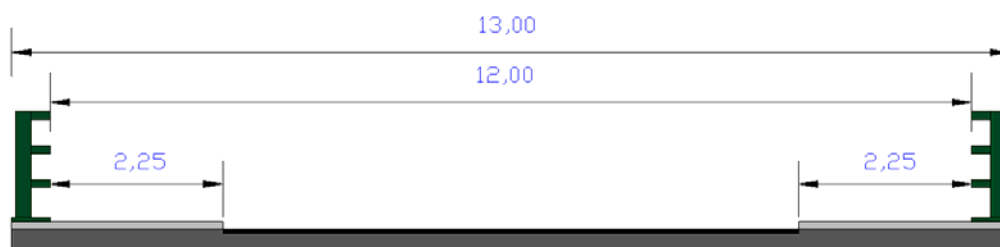


Figura 7-2 - Tabuleiro com 13,00m de largura

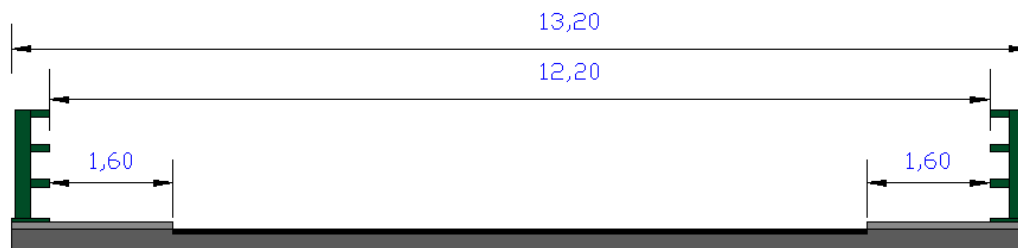


Figura 7-3 - Tabuleiro com 13,20m de largura

7.2. DADOS A COMPARAR

Devido a este estudo envolver duas soluções diferentes existe a dificuldade em saber o que comparar. Pensa-se que a principal diferença de custos que possa existir entre as duas soluções se deverá ao custo da estrutura metálica, uma vez que os custos de transporte, mão-de-obra, e outros materiais como o betão serão aproximadamente os mesmos para as duas soluções. Optou-se assim por medir a quantidade aço gasta em cada uma das soluções. Pensa-se ser o mais útil pois os preços para a estrutura metálica são dados em função da sua quantidade, variando logicamente com o tipo de solução (perfis laminados correntes ou PRS).

7.3. TABULEIROS EM SOLUÇÃO BI-VIGA

Neste ponto será descrito o processo de cálculo tipo utilizado para o cálculo de uma ponte do tipo bi-viga, e serão apresentados os resultados desta solução para as larguras e vãos referidos.

7.3.1. DADOS GEOMÉTRICOS

O primeiro passo no dimensionamento de uma ponte é definir as principais características geométricas da estrutura. Isso normalmente é feito com base no conhecimento adquirido em experiências anteriores. Para este trabalho, os principais dados geométricos a definir para o dimensionamento foram os vãos, já definidos, e as secções transversais. No que se refere a secção transversal, o ponto mais importante é o posicionamento das vigas principais. Com base nas recomendações de alguns projectistas com grande experiência nesta área foram definidas as características principais dos 3 tabuleiros tipo a estudar. A figura seguinte representa a secção com dimensões tipo recomendadas para pontes rodoviárias com 2 vigas.

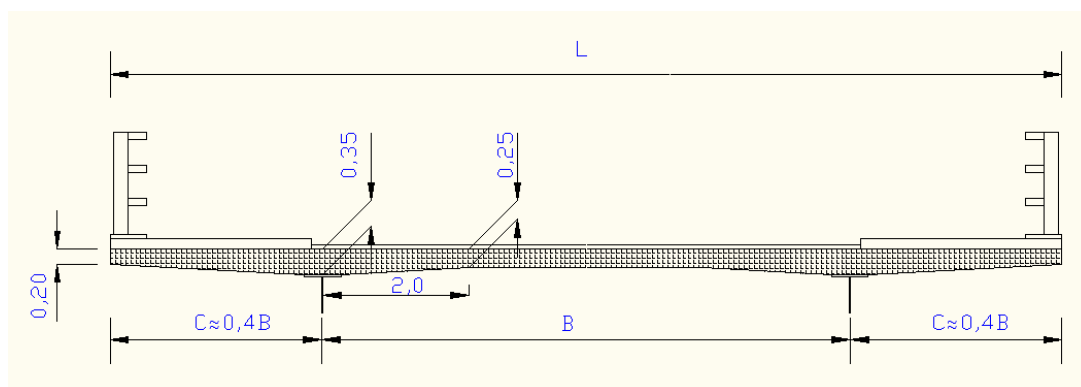


Figura 7-4 - Dados Geométricos recomendados

Por facilidade de cálculo, a espessura da laje foi considerada constante em toda a secção transversal.

Quadro 7-2 – Dados Geométricos

L (m)	B (m)	C (m)	Laje(cm)
10.70	6	2.35	25
13.00	7.2	2.90	25
13.20	7.2	3,00	25

7.3.2. DISTRIBUIÇÃO TRANSVERSAL DAS CARGAS

Depois de conhecidos os dados geométricos, é possível definir todas as cargas e proceder à sua distribuição transversal, que permite encontrar a carga máxima que actua sobre uma viga, e assim, é possível calcular uma viga mista apenas uma vez que estas serão iguais.

7.3.2.1. Cargas de tráfego

As cargas de tráfego consideradas foram as cargas correspondentes ao modelo de carga LM1. Aplicando o procedimento descrito no capítulo referente às cargas, vem o seguinte:

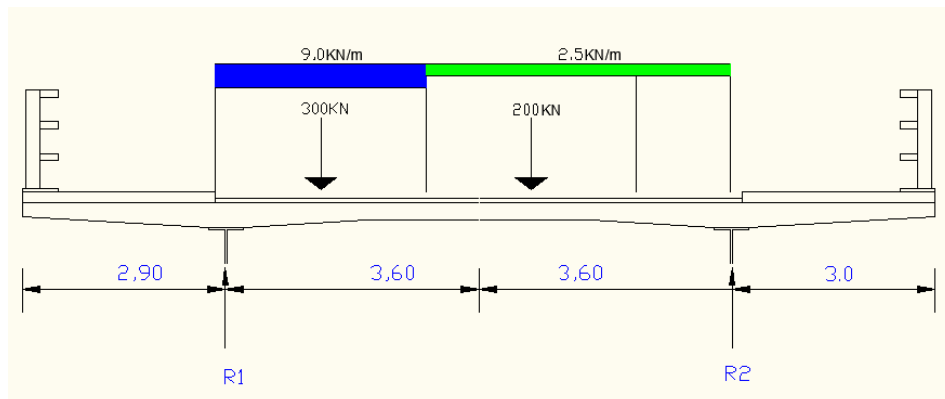


Figura 7-5 - Aplicação do modelo de carga LM1 do EC1 a um dos tabuleiros

Quadro 7-3 - Faixas para aplicação das cargas de tráfego

L (m)	W (m)	Nº faixas	L.R
10.70	6.5	2	0.5
13.00	7.5	2	1.5
13.20	9.0	3	0

Para a determinação das reacções máximas em cada viga, considera-se a laje como simplesmente apoiada nas vigas principais, resultando o seguinte:

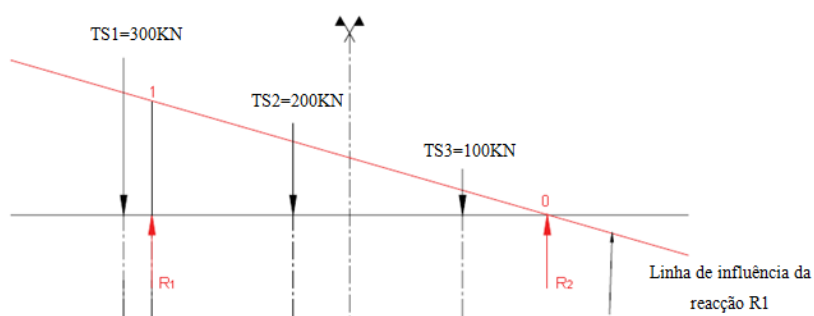


Figura 7-6 Distribuição transversal das cargas do veículo tipo

Quadro 7-4 – Reações nas vigas principais

L (m)	R1(TS) (KN)	R2(TS) (KN)	R1(UDL) (KN/m)	R2(UDL) (KN/m)
10.70	300	200	24	11.4
13.00	323.0	177.0	25.2	12.7
13.20	383.3	216.7	29.3	10.5

A ação do veículo tipo (TS) sobre as vigas é considerada aplicando duas forças com o valor da reação máxima R1 espaçadas de 1.2m, uma vez que este veículo possui dois eixos espaçados de 1.2m com a mesma carga, essas forças podem percorrer as vigas de maneira a produzirem o efeito mais desfavorável para cada uma das verificações. A reação máxima devida à carga distribuída UDL é aplicada na viga como uma carga distribuída de valor igual a R2.

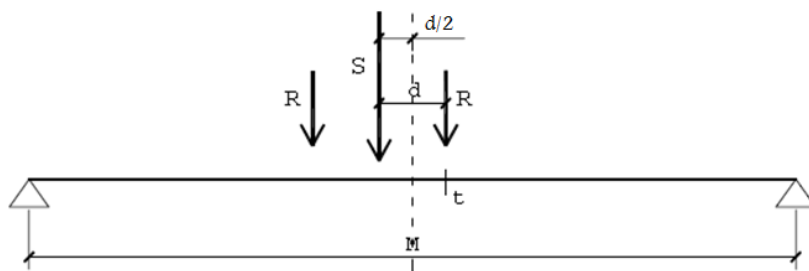


Figura 7-7 - Exemplo do posicionamento das cargas devidas ao veículo para obter o momento máximo numa viga simplesmente apoiada (teorema de Asimont)

7.3.2.2. Cargas Permanentes

7.3.2.3. Peso próprio dos elementos estruturais

Neste ponto é apenas possível contabilizar o peso da laje de betão, uma vez que as vigas metálicas não estão ainda dimensionadas. Devido à simetria da estrutura, basta contabilizar as cargas de metade do tabuleiro, o que corresponde à carga que cada uma das vigas principais terá de suportar.

Quadro 7-5 - Peso próprio, elementos estruturais

L (m)	$A_b(m^2)$	$\gamma(KN/m^3)$	G(KN/m)
10.70	1.340	25	33.50
13.00	1.625	25	40.63
13.20	1.65	25	41.25

7.3.2.4. Peso próprio dos elementos não estruturais

Nestes elementos estão incluídos os guarda corpos, que foram considerados com um peso de 6.65KN/m, as vigas de bordadura, com um peso de 2.5 KN/m, e ainda os revestimentos (asfalto) e os passeios que por variarem com a largura dos tabuleiros, se apresentam no quadro que se segue:

Quadro 7-6 - Peso próprio, elementos não estruturais

L (m)	Passeio (m ²)	Asfalto (m ²)	G (KN/m)
10.70	0.1x1.6	3.25x0.08	10.500
13.00	0.1x2.25	3.75x0.08	13.125
13.20	10.1x1.6	4.5x0.08	13.000

7.3.3. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA

Por facilidade de comparação de resultados entre o cálculo de pontes com duas vigas do tipo bi-viga, que foram calculadas numa folha de cálculo desenvolvida para esse propósito, e pontes com vários perfis laminados, que foram calculadas num programa de cálculo disponibilizado pela Arcelor Mittal (Acobri), optou-se por considerar coeficientes de fluência e extensões devidas à retracção constantes para todas as pontes, uma vez que elas são muito semelhantes no que concerne às propriedades que influenciam estes valores. Os valores utilizados foram os seguintes:

Quadro 7-7 - Coeficientes de homogeneização para os diferentes tipos de carga

	n
Retracção	16.5
Cargas Permanentes	16.5
Cargas variáveis	6.16

O valor da extensão por retracção foi considerado igual a 200×10^{-6} .

7.3.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS METÁLICAS

Existem várias formas de fazer um pré-dimensionamento para as vigas metálicas. Aqui optou-se por seguir as dimensões recomendadas por vários projectistas que foram sendo referidas ao longo deste trabalho. Com essas dimensões aproximadas e como a folha de cálculo permite alterar os dados, calculando automaticamente os dados necessários à verificação, rapidamente se obtém uma solução válida.

7.3.4.1. Critérios de dimensionamento

- As ações consideradas foram as referidas neste trabalho;
- Espessura da laje constante e igual a 250mm;
- Cálculo elástico ou plástico de acordo com a classe da secção;
- Verificações referidas ao longo do trabalho

7.3.4.2. Solução bi-viga com altura limitada

O que se pretende neste ponto é perceber numa situação em que por razões físicas ou outras (estéticas) a altura das vigas esteja limitada qual é a solução mais económica. Assim, e porque os perfis comerciais estão limitados a uma altura máxima de 1100mm, optou-se por limitar as vigas metálicas a esta altura, colocando as duas soluções em pé de igualdade no se refere à altura. À frente apresentam-se as quantidades de aço obtidas para as diferentes larguras de tabuleiro em função do vão e para diferentes classes de aço. Em anexo (Anexo A1) são apresentados dados adicionais, como os esforços considerados, deformações de serviço e dimensões das secções obtidas.

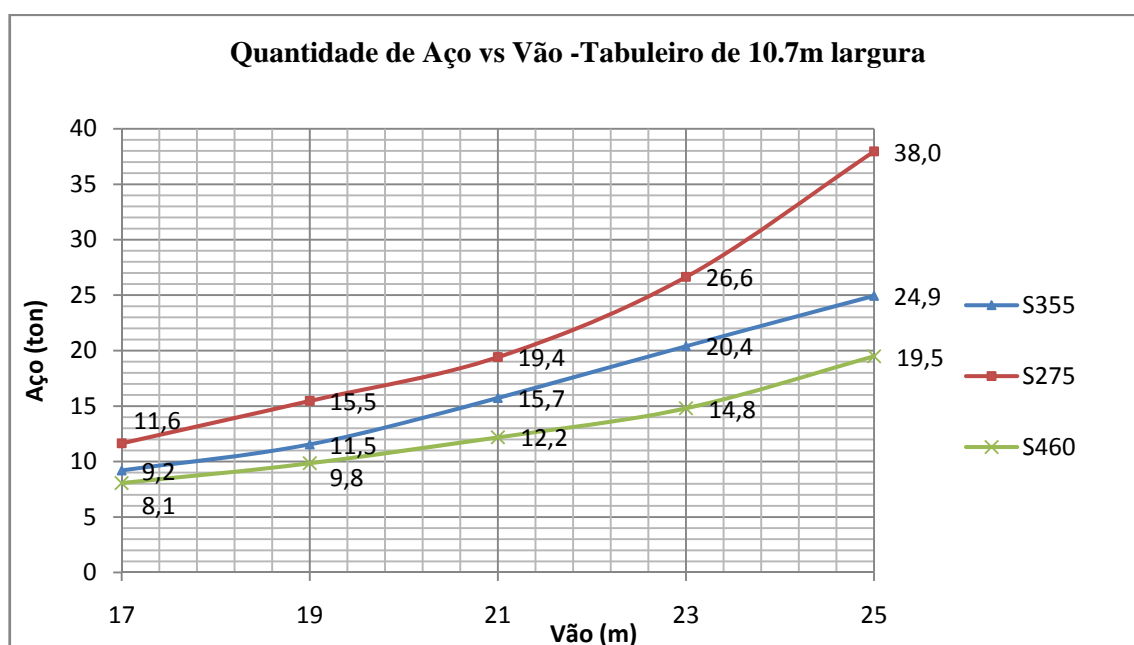


Figura 7-8 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 10,7m de largura

Como se pode verificar pelo gráfico da figura 7-8 a quantidade de aço diminui com o aumento da classe, como era esperado. Para vãos superiores a 21m com vigas de altura limitada a 1,10m a quantidade de aço da classe S275 aumenta muito, isto deve-se à necessidade de aumentar muito a área de aço devido à baixa resistência desta classe.

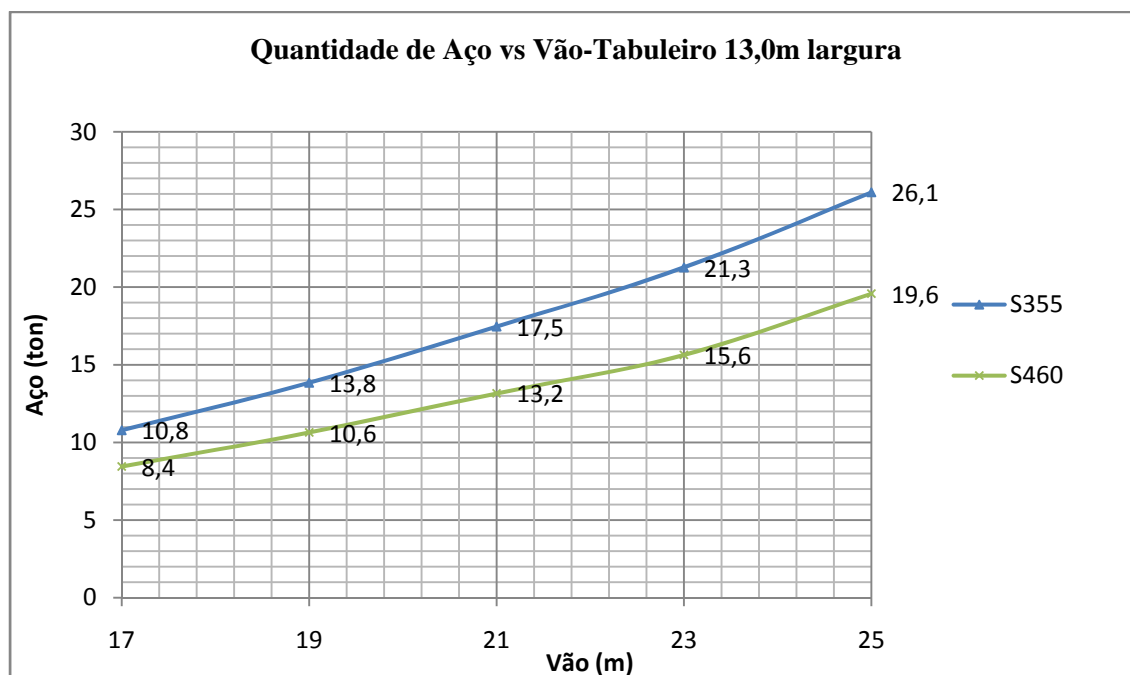


Figura 7-9 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,0m de largura

Para o tabuleiro de 13,0m de largura com a altura das vigas limitadas torna-se inviável o uso da classe S275. A quantidade de aço da classe S355 é sempre superior ao da classe S460 e a diferença tende a aumentar com o aumento do vão a vencer.

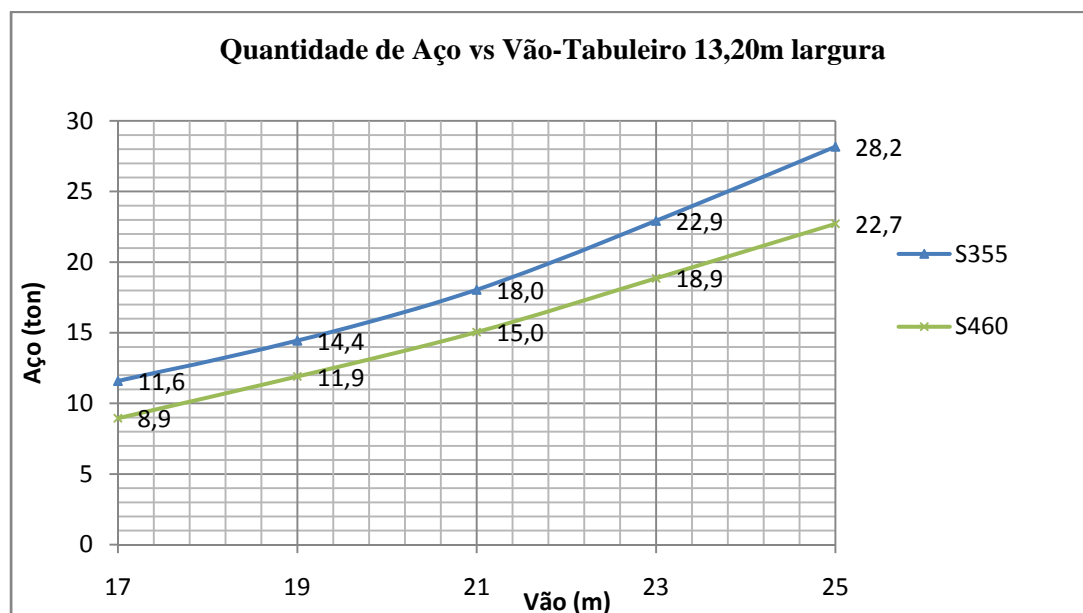


Figura 7-10 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,20m de largura

O comportamento para este tabuleiro é semelhante ao anterior no que se refere à evolução da quantidade de aço.

7.3.4.3. Solução bi-viga sem limitação da altura das vigas

Neste ponto foram estudadas soluções com altura da viga limitada mas apenas por razões estéticas, ou seja, a altura das vigas é variável em função do vão a vencer, a razão altura/vão foi limitada a $L/14$. O que se pretende é tirar o máximo partido da altura das vigas para perceber qual a melhor solução quando não existam restrições à altura das vigas. Os resultados obtidos para esta solução foram os seguintes:

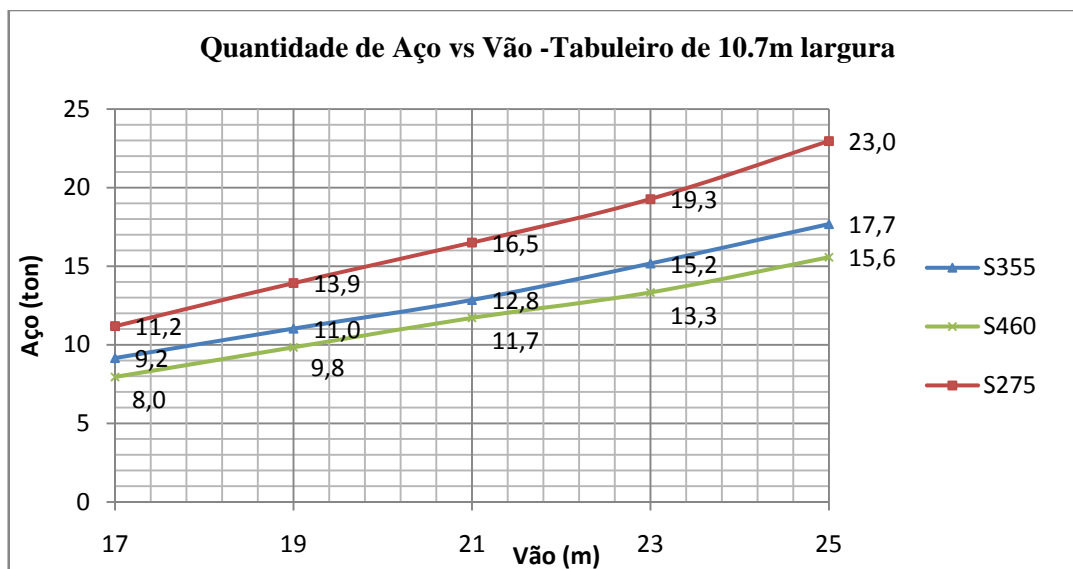


Figura 7-11 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 10,7m de largura

Os resultados mostram que sem limitação da altura das vigas a quantidade de aço diminui muito, e que a classe de aço S275 já não é tão sensível ao aumento do vão. Isso deve-se ao grande aumento da resistência à flexão destas secções I com a altura.

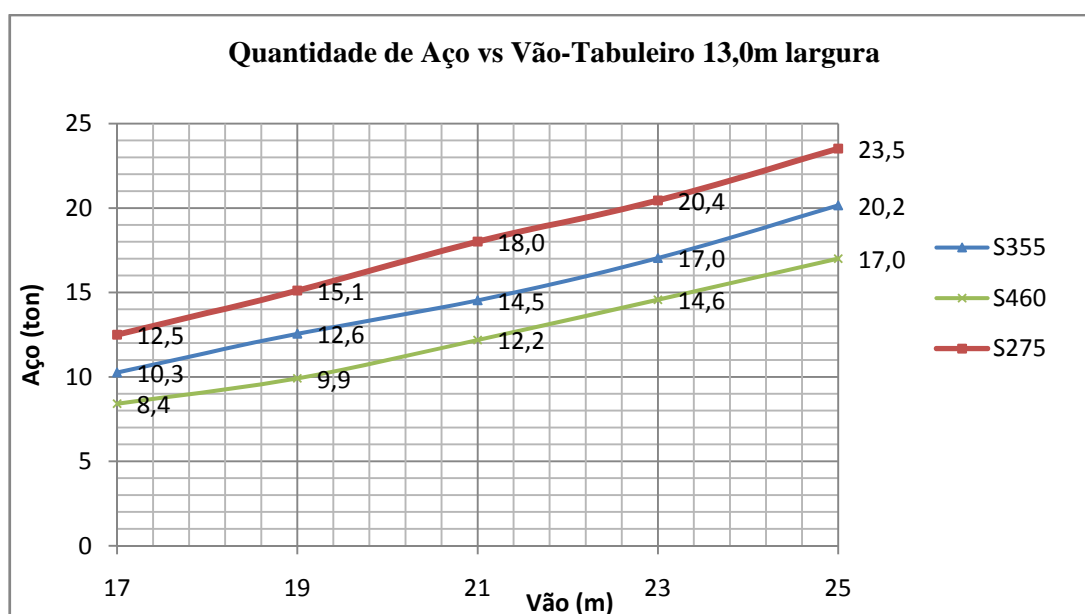


Figura 7-12 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,0m de largura

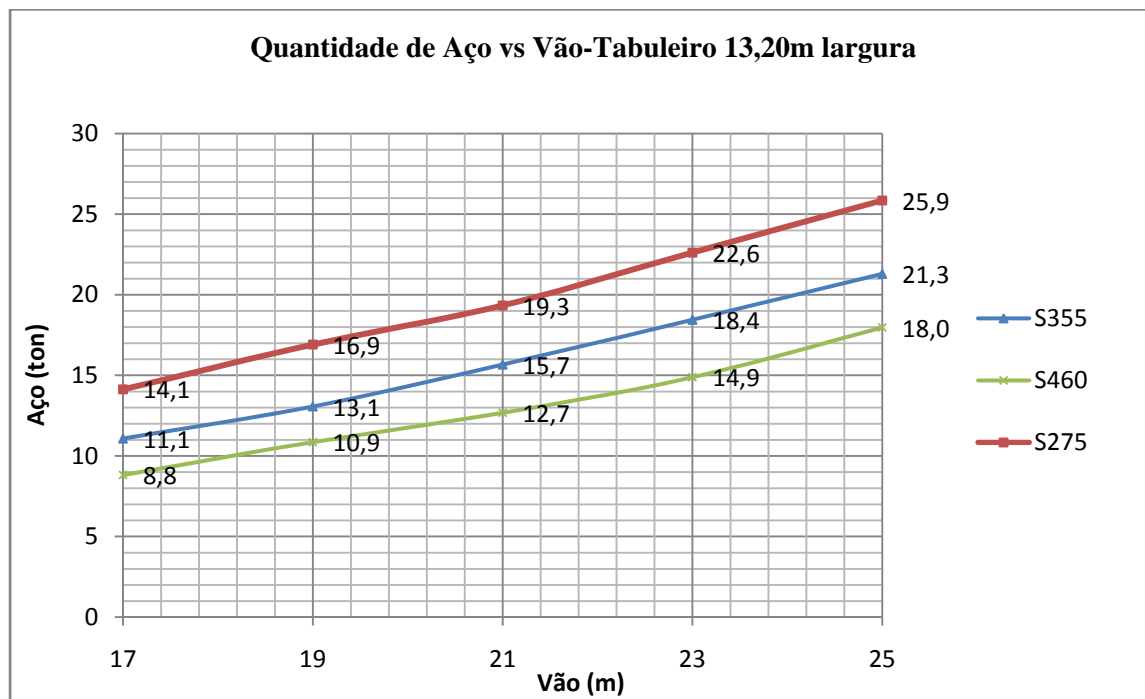


Figura 7-13 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,20m de largura

Com este estudos obtêm-se resultados adicionais que podem ser de alguma utilidade no dimensionamento de estruturas do mesmo tipo, como são exemplo os resultados que são apresentados a seguir:

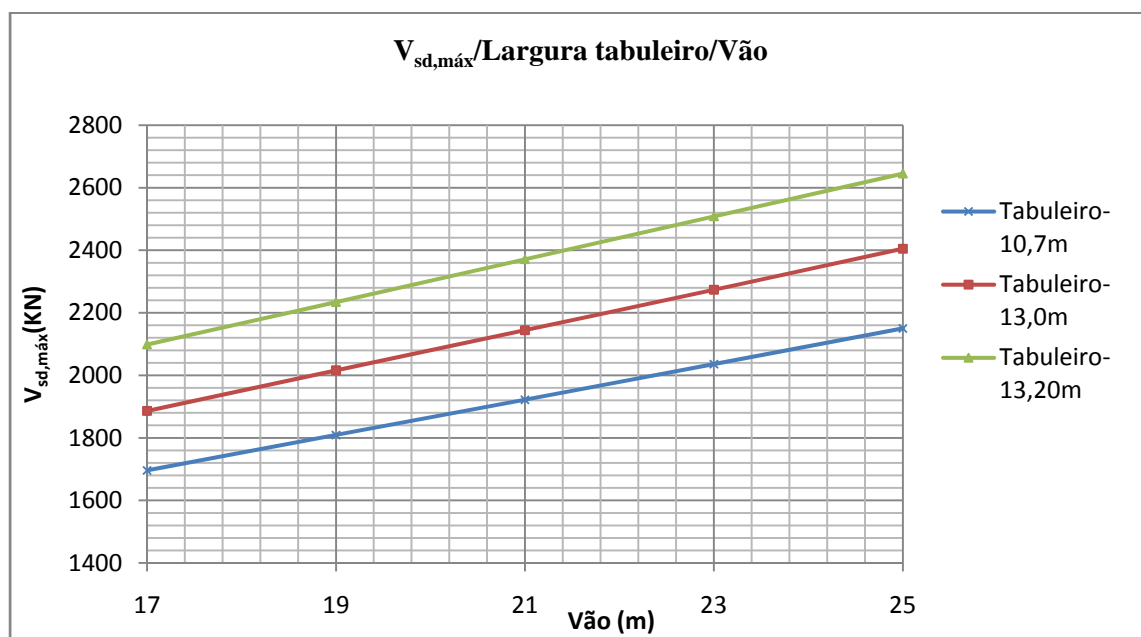


Figura 7-14 - Valor do esforço transversal máximo para as várias larguras de tabuleiro em função do vão

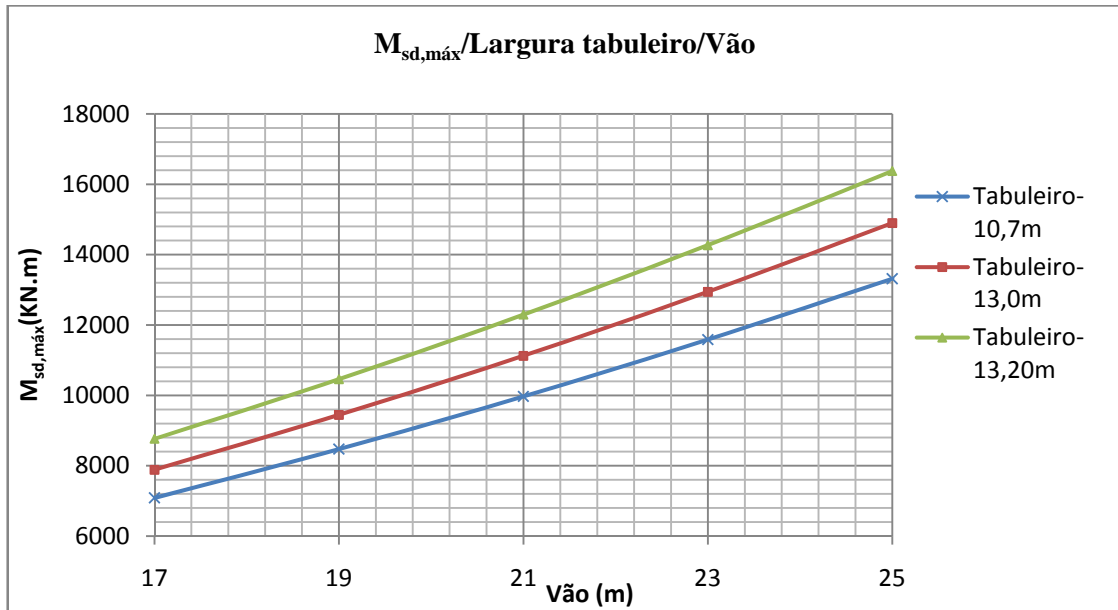


Figura 7-15 - Valor do Momento Flector máximo para as várias larguras de tabuleiro em função do vão

Como se percebe da análise dos vários gráficos, quando não se limita a altura das vigas consegue-se reduzir muito a quantidade de aço. Como era de esperar a quantidade de aço é menor para a classe S460 devido a sua maior resistência. Apesar disso não significa que esta seja a mais económica, dependendo da diferença de custo entre as diferentes classes. Existem mais alguns comentários a fazer depois deste estudo no que se refere ao dimensionamento destas estruturas:

- Para os vãos estudados, apesar de as vigas metálicas pertencerem à classe 4, as vigas mistas são da classe 1, devido ao eixo neutro plástico se localizar no betão, encontrando-se toda a secção metálica traccionada (classe 1), permitindo tirar partido da resistência plástica das secções.
- Para as classes S275 e S355 a tensão de serviço no banzo traccionado condiciona o dimensionamento.
- Para a classe S460 as deformações de serviço são condicionantes

7.4. TABULEIROS EM SOLUÇÃO MULTI-VIGA

Como já referido, o estudo desta solução foi realizado com recurso ao software disponibilizado gratuitamente pela Arcelor Mittal (Acobri), que é um software especialmente desenvolvido para o dimensionamento deste tipo de estrutura. O programa apresenta várias capacidades que o tornam muito útil, como por exemplo, faz a distribuição das cargas através do cálculo de linhas de influência, tem incorporados os modelos de carga do Eurocódigo, os materiais são também os referidos pelas normas europeias. Tem um algoritmo que permite ao utilizador seleccionar um pré-dimensionamento automático, que quando activado procura o perfil metálico que respeite todas verificações com o menor peso. Permite também que as verificações feitas sejam segundo o Eurocódigo. Realiza cálculo plástico ou elástico conforme a classe das secções.

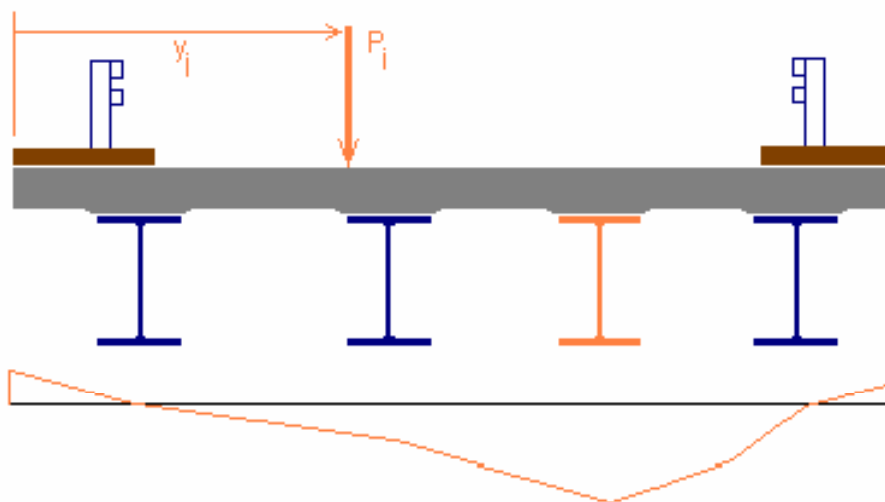


Figura 7-16 - Exemplo de uma linha de influência transversal do Acobri

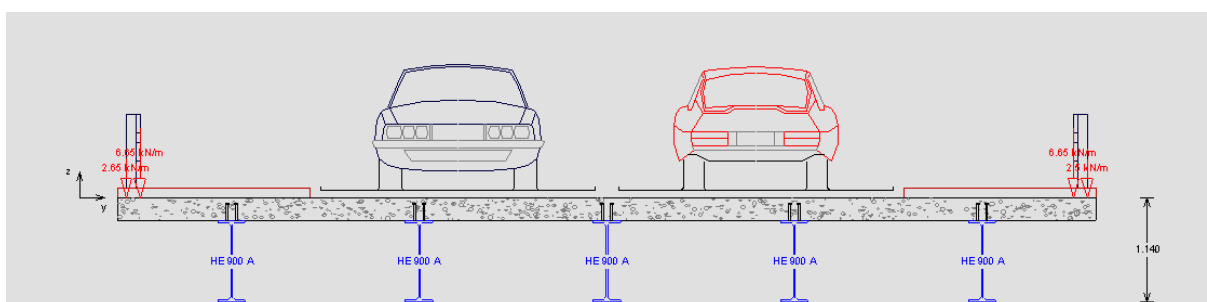


Figura 7-17 - Seção transversal de uma das soluções em perfis laminados para o tabuleiro de 10,7m de largura

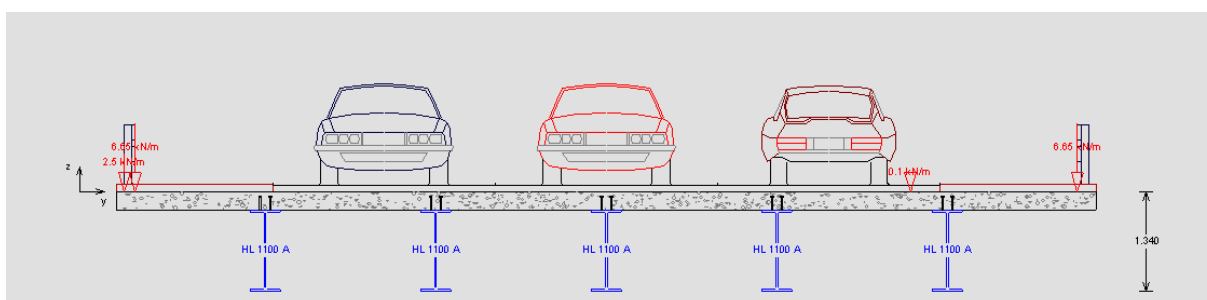


Figura 7-18 -Seção transversal de uma das soluções em perfis laminados para o tabuleiro de 13,20m de largura

Para o estudo desta solução, para cada largura de tabuleiro foram ensaiadas no Acobri várias soluções com vários números de vigas e vários tipos de aço, os resultados são apresentados de seguida:

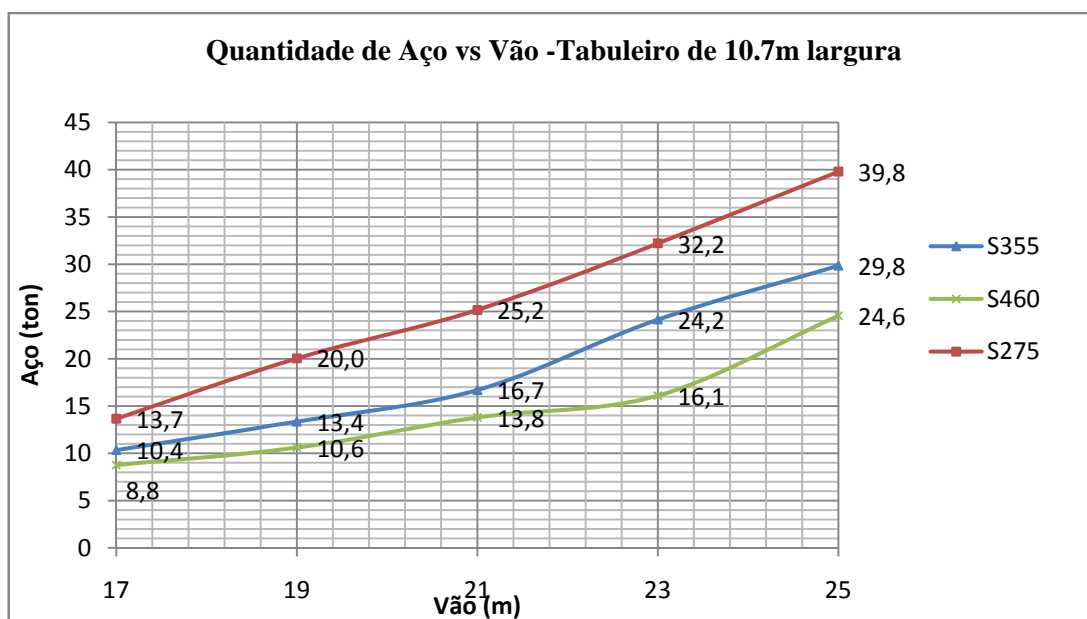


Figura 7-19 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 10,7m de largura (Perfis laminados)

Nas soluções com perfis laminados, a variação da quantidade de aço não é tão linear como para as soluções anteriores, devendo-se não só à alteração do perfil usado mas também à variação do número de vigas necessárias para vencer o vão. O número de vigas aumenta com o vão e diminui com o aumento da classe do aço, em anexo são apresentadas várias soluções testadas no Acobri, nos gráficos estão representada as soluções com menor quantidade de aço.

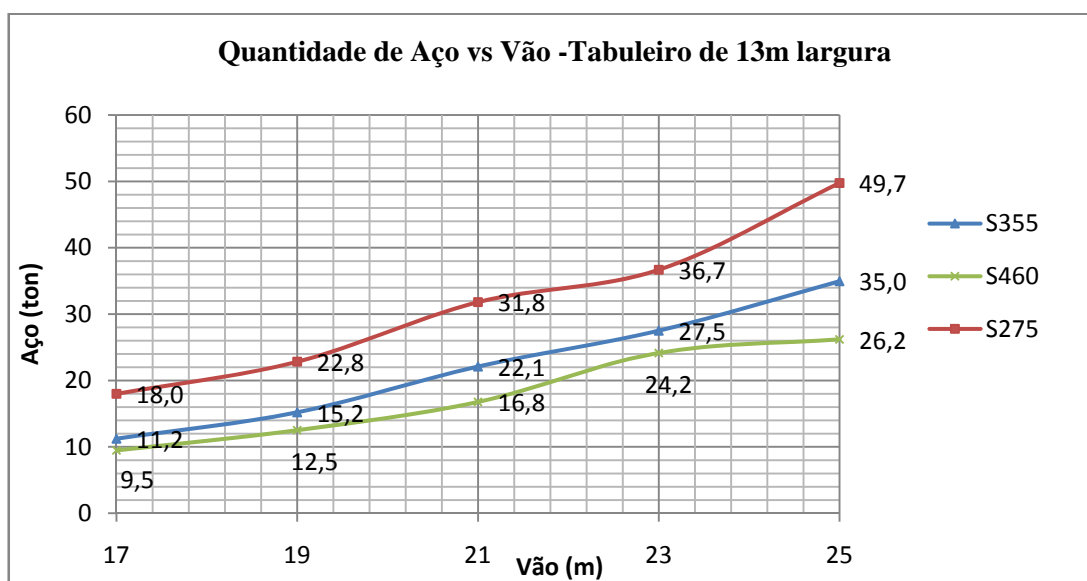


Figura 7-20 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,0m de largura(perfis laminados)

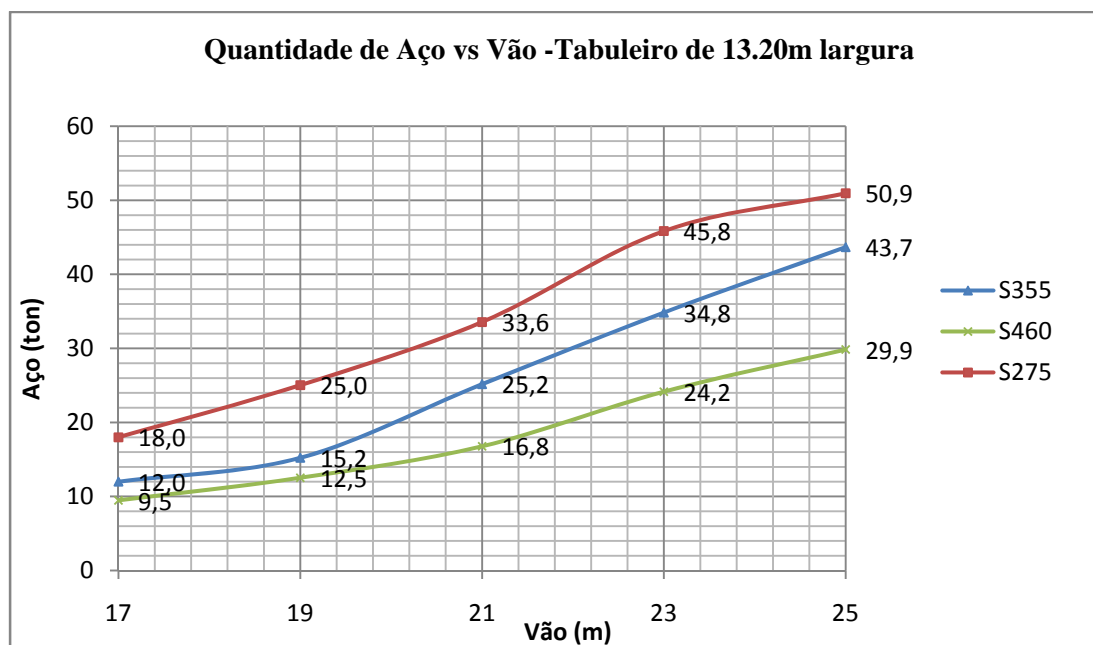


Figura 7-21 - Quantidade de aço em função do vão para o tabuleiro de 13,20m de largura(perfis laminados)

Existe uma maior variação entre a quantidade de aço necessária para vencer o vão de 17m e 25m do que nas soluções anteriores (bi-viga), isto deve-se ao aumento do número de vigas necessárias provocar um grande acréscimo no peso da solução. Todas as soluções permitem também tirar partido da resistência plástica. Tal como nas soluções com duas vigas, as tensões de serviço são também condicionantes para as classes S275 e S355, e as deformações de serviço condicionantes para a classe S460.

7.5. COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES – ESTIMATIVA DE CUSTOS

Como é sabido nos últimos anos o preço do aço sobre flutuações importantes consoante a disponibilidade no mercado. Este facto, juntamente com o funcionamento do mercado, que obriga as empresas a proteger os preços praticados, torna a estimativa de custos difícil.

Apesar disso uma empresa O Feliz – Metalomecânica, S.A. disponibilizou-se a fornecer alguns preços praticados referindo o seguinte:

- O Custo dos perfis laminados da gama HEA HEB 800 a 1000 é cerca de 800€/ton;
- O Custo das chapas para os perfis PRS é cerca de 600€/ton;
- O custo da Mão-de-obra (soldadura) para os perfis PRS é cerca de 20% do custo do material;
- A percentagem do custo do material (aço) numa viga é cerca de 50% a 60% do custo total da viga incluindo a montagem, para ambas as soluções.

Foi ainda acrescentado que é mais significativa a poupança no custo do material na solução PRS do que o aumento do custo da mão-de-obra devido ao processo de soldadura, que é quase todo ele efectuado por Robots de soldadura que vão soldando ao longo de um “caminho”, tornando o processo muito automatizado e rápido. Concluindo, produzir uma viga do Tipo PRS na gama de 1,0m até 1,60 de altura é mais barato que produzir um perfil do Tipo HEA HEB na gama de 800 a 1000m de altura.

O Seguinte quadro resume os preços usados para a comparação das soluções, não se considera o preço da montagem por este ser semelhante para as duas soluções.

Quadro 7-8-Preços usados na estimativa de custos

Tipo	Material (€/ton)	Mão-de-obra (€/ton)	Total (€/ton)
PRS	600	0,20x600	720
Perfis laminados	800	0	800

Não foi possível obter a diferença de custos entre as várias classes de Aço, por esse motivo foram apenas comparadas as soluções para a classe S355 de cada solução, porque os preços foram dados para esta classe e porque como já referido anteriormente esta classe de aço é a mais utilizada em pontes.

De seguida são apresentadas as estimativas do custo para a estrutura metálica, baseadas nos preços acima referidos, para as diferentes larguras de tabuleiro e diferentes soluções:

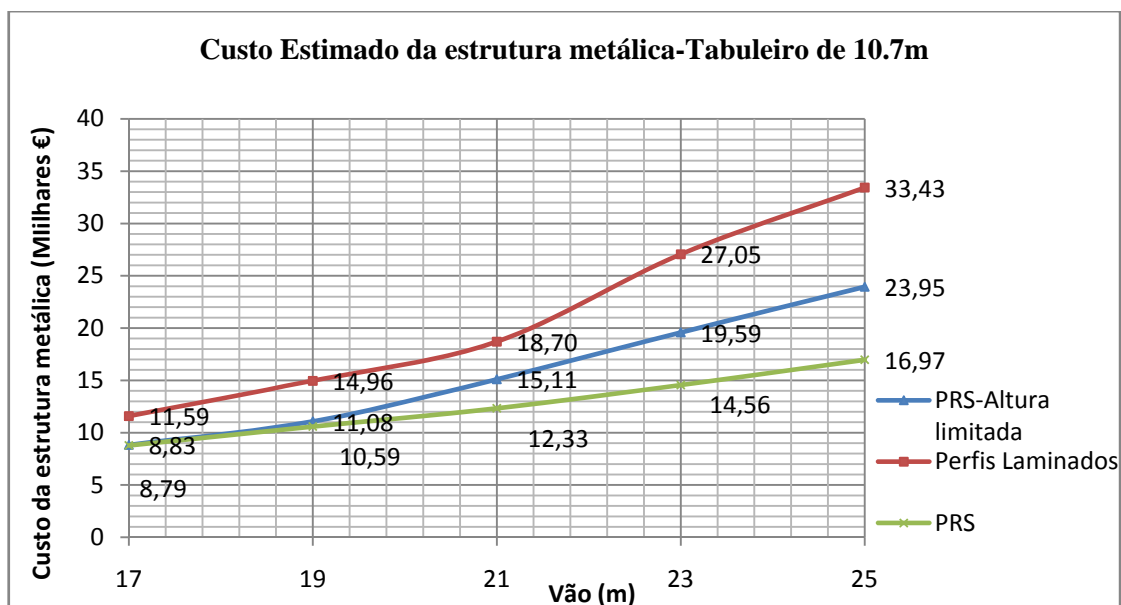


Figura 7-22 - Estimativa de Custos da estrutura metálica para o tabuleiro de 10,7m de largura

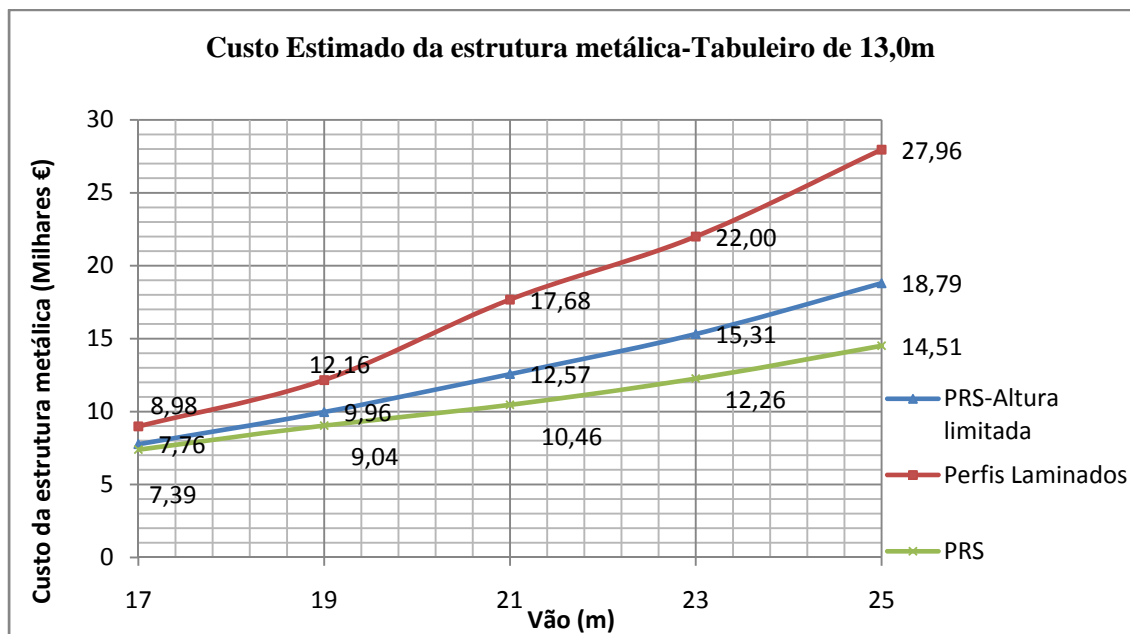


Figura 7-23 - Estimativa de Custos da estrutura metálica para o tabuleiro de 13,0m de largura

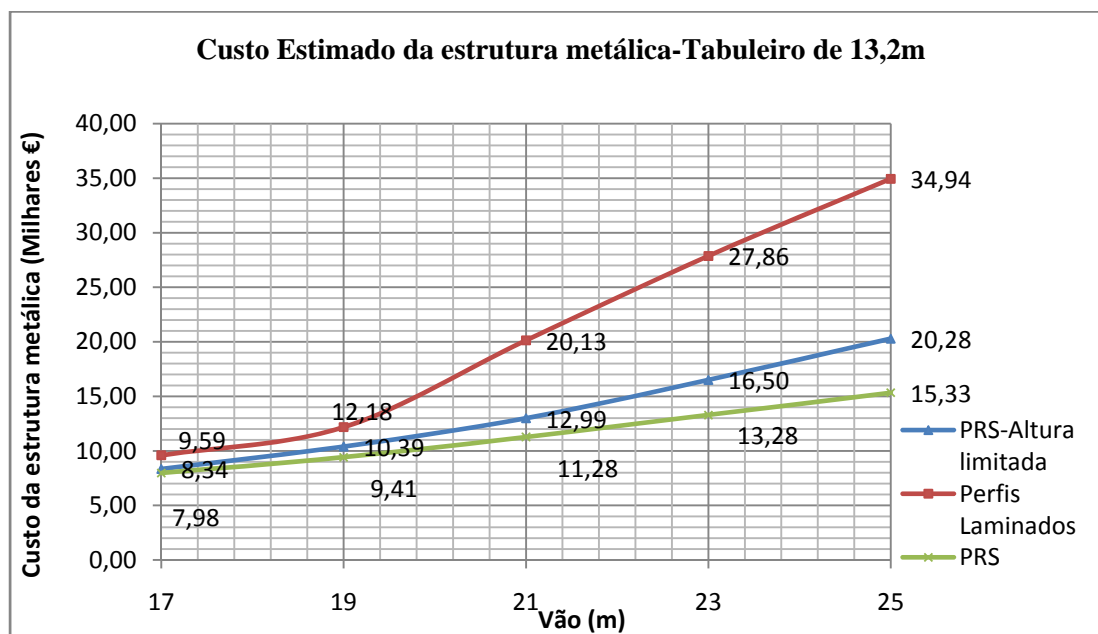


Figura 7-24 - Estimativa de Custos da estrutura metálica para o tabuleiro de 13,20m de largura

A quantidade de aço é bastante inferior para os perfis PRS, estando limitada a altura ou não, como o preço de produção também é inferior, esta solução é a mais económica para todos os tabuleiros estudados. A economia na estrutura metálica atinge perto de 60% para o vão de 25m no tabuleiro de 13,20m de largura, como se pode verificar no gráfico da figura 7-24.

7.6. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Depois de concluído que a solução com perfis do tipo PRS é mais económica no que se refere ao custo da estrutura metálica será utilizada a modelação numérica para avaliar as diferenças dos esforços da laje entre as duas soluções, tentando perceber se essa diferença terá grande influência no custo da laje.

Existem várias possibilidades para a modelação de pontes mistas, normalmente recorre-se a modelos de grelha (figura 7-26) com elementos longitudinais mistos que representam quase toda a rigidez longitudinal do tabuleiro e elementos transversais responsáveis pela distribuição transversal das cargas. A justificação para o uso destes modelos reside essencialmente na simplicidade dos modelos e facilidade com que os resultados são analisados e utilizados no dimensionamento, uma vez que os regulamentos são baseados na teoria das peças lineares. Apesar destas vantagens, devido à sua simplicidade, estes modelos apresentam algumas desvantagens como por exemplo:

- O comportamento real da laje não é considerado, admitindo que esta trabalha apenas numa direcção;
- Efeitos como o “shear lag” dependem do tipo de carregamento, nestes modelos são considerados da mesma forma para todas as acções;
- Existe sobreposição da rigidez dos elementos.

Como referido, um dos principais objectivos da modelação numérica neste trabalho passa pela análise do comportamento da laje, daí se considerar que o comportamento real da laje é essencial, excluindo os modelos de grelha. Optou-se, então, por um modelo com elementos lineares para a modelação das vigas metálicas e elementos de casca para a modelação da laje (figura 7-27) sendo a conexão simulada com a introdução de barras rígidas que ligam os nós dos elementos.

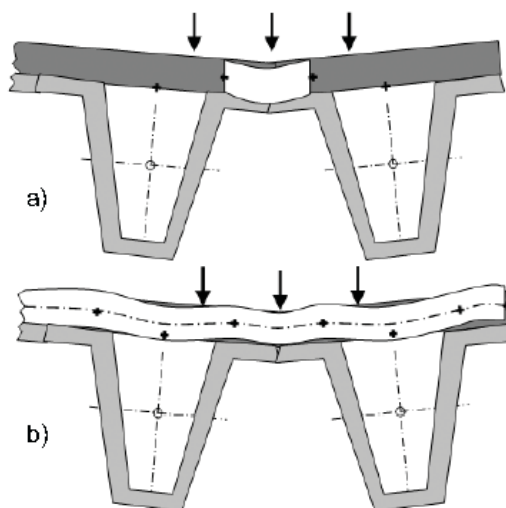


Figura 7-25 - Acção transversal no modelo em grelha (a) e no modelo viga-laje (b) [R2]

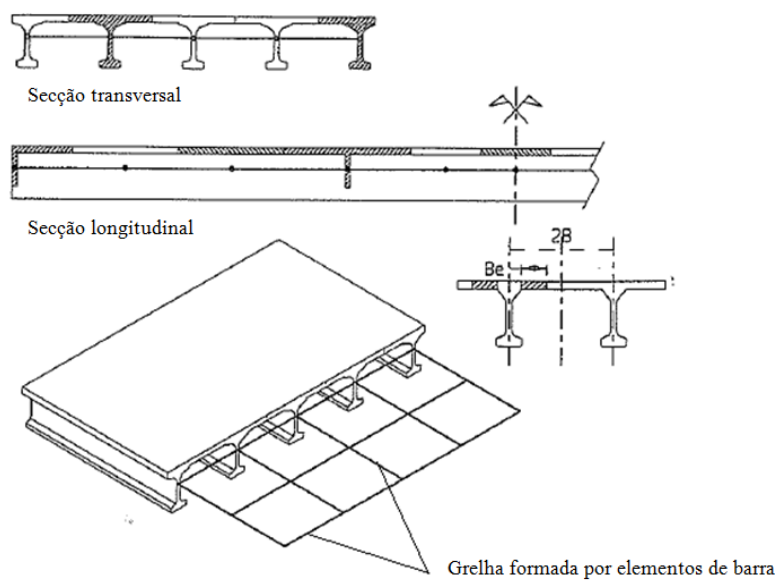


Figura 7-26 - Modelo de grelha [R19]

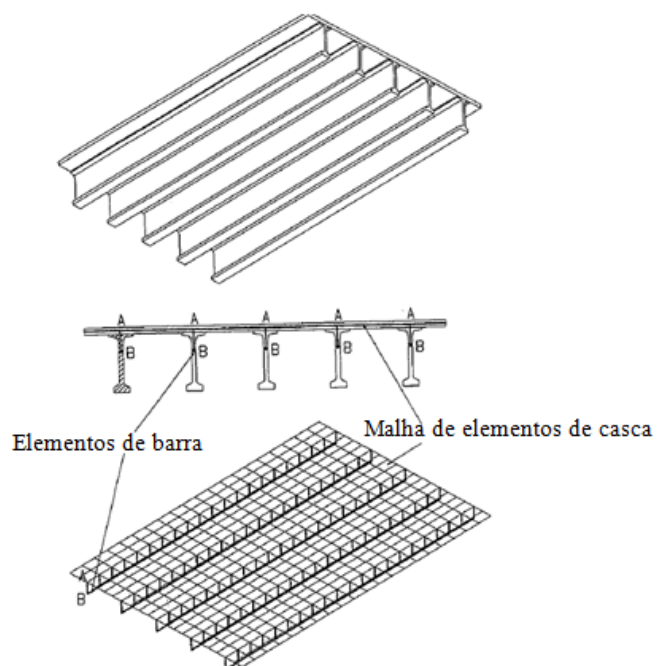


Figura 7-27 - Modelo com elementos de barra e elementos de casca [R19]

7.6.1. MODELOS

Uma dificuldade que surge na modelação das estruturas mistas é a consideração do faseamento construtivo, como o programa utilizado (Robot Millenium) não foi concebido especialmente para análise de pontes mistas não permite essa consideração de uma forma simples, mas como apenas se pretende analisar a laje, considerou-se apenas o funcionamento misto das estruturas. Devido à impossibilidade de comparar todas as soluções, e devido a semelhança das estruturas, optou-se pela análise das soluções para o tabuleiro de 13,20m com um vão de 25m para o aço da classe S355. A figura 7-28 ilustra os modelos construídos para a análise.

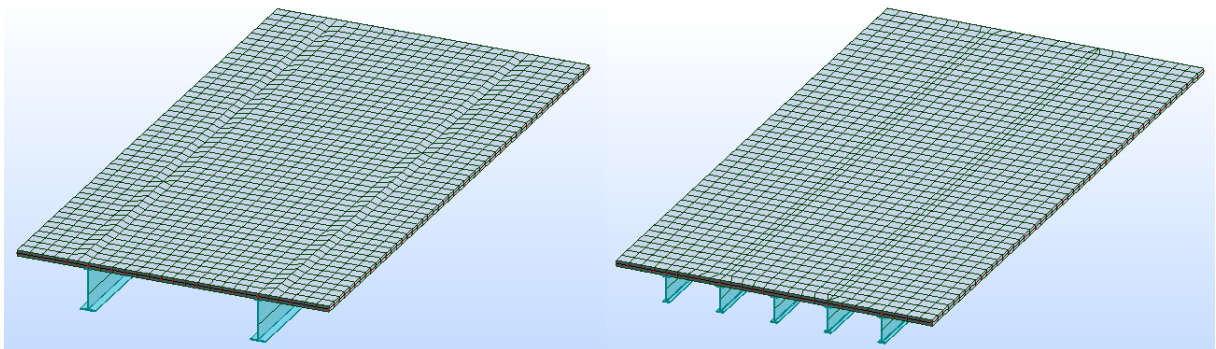
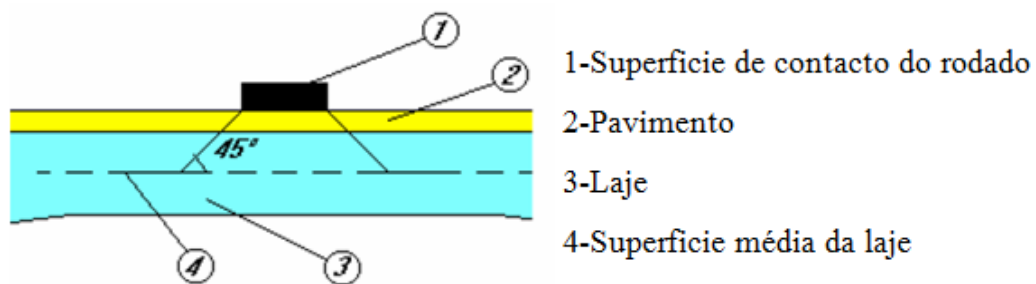


Figura 7-28 - Modelos- solução bi-viga (à esquerda) e solução multiviga (à direita)

7.6.2. ANÁLISE DA LAJE

Para além das cargas distribuídas, como o peso próprio e restantes cargas permanentes, a laje está sujeita a cargas concentradas resultantes da acção dos rodados dos veículos, que são responsáveis pela maior parcela dos esforços neste elemento. Devido à espessura da laje estas cargas degradam-se, esse efeito é favorável e deve ser considerado na análise local da laje. O Eurocódigo recomenda a seguinte degradação para as concentradas:



7-29 - Degradação de cargas concentradas

O Robot permite a aplicação de cargas móveis sobre a malha de elementos finitos, foram então definidos veículos com a degradação das forças dos rodados de acordo com a figura 7-29, estes foram considerados percorrendo toda a faixa de rodagem de maneira a provocarem o efeito mais desfavorável. Obtendo-se os resultados ilustrados figuras seguintes.

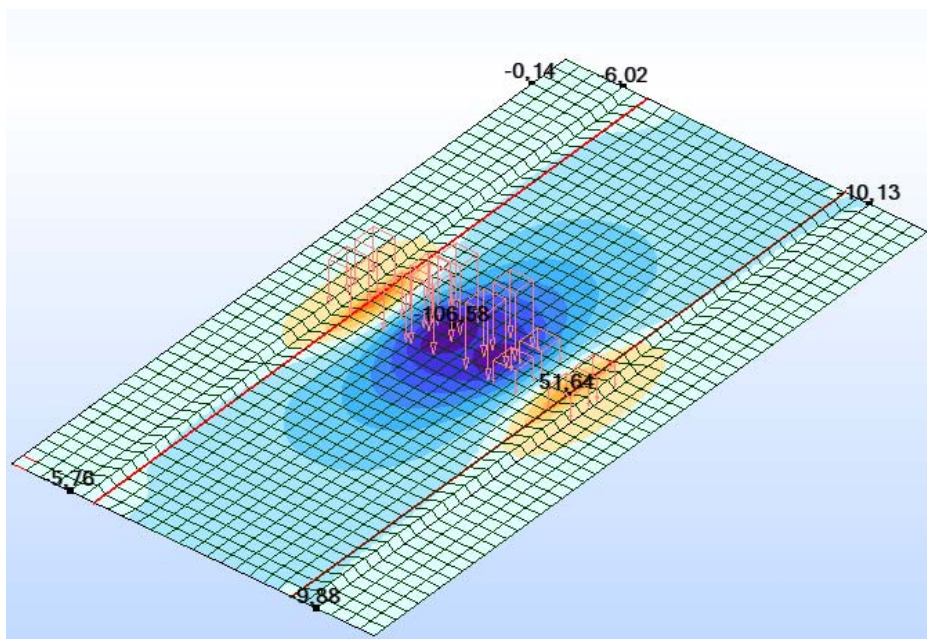


Figura 7-30 - Momentos flectores transversais máximos devido à acção dos veículos para a solução bi-viga

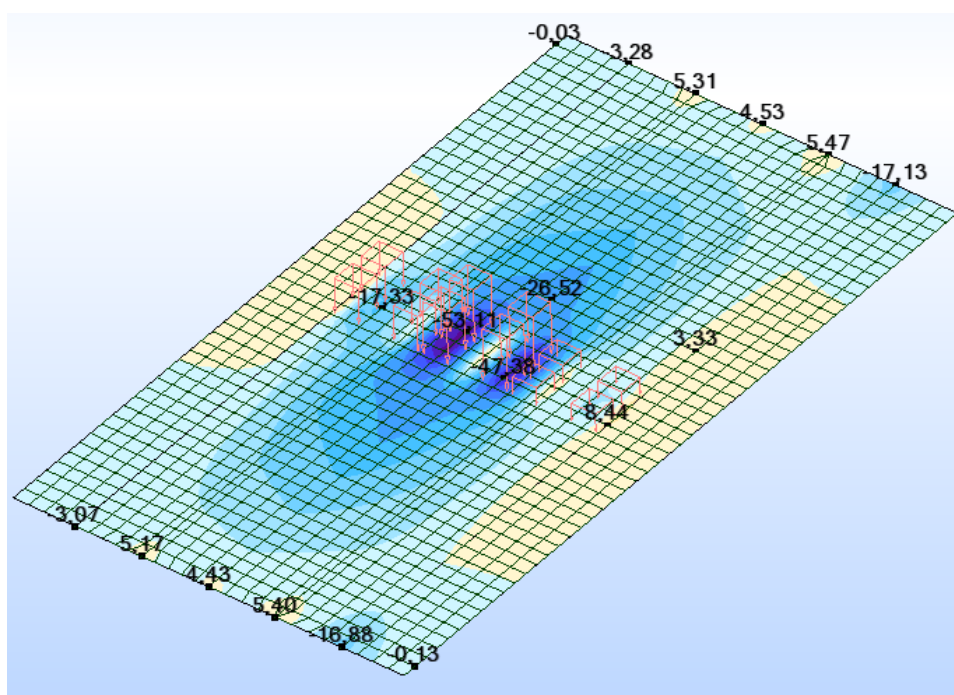


Figura 7-31 - Momentos flectores transversais máximos devido à acção do veículo para a solução multi-viga

Como se pode verificar nas figuras, para a acção dos veículos sobre a laje o valor do momento transversal máximo na solução multi-viga é aproximadamente metade do valor para a solução bi-viga, o que se irá reflectir numa menor quantidade de armadura, que eventualmente pode contribuir para uma redução do custo da laje. Foram definidas e combinadas o resto das acções em fase mista de forma a obter o momento máximo na laje. Os resultados obtidos foram os seguintes:

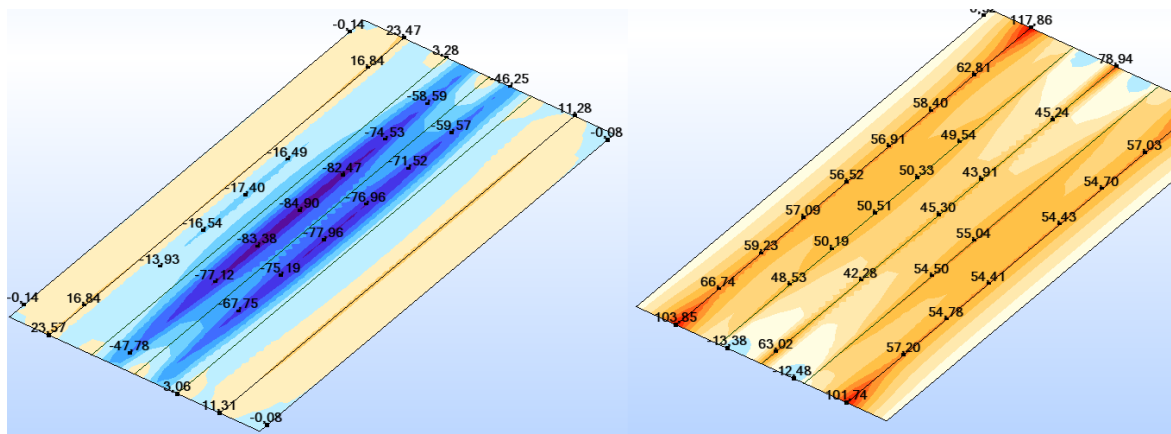


Figura 7-32 - Momentos transversais máximos positivos (esquerda) e negativos (direita) na solução multiviga

O momento máximo positivo apresenta um valor próximo de 85KN.m/m enquanto o momento máximo negativo vale aproximadamente 60KN.m/m desprezando os “picos” devidos à influência dos apoios.

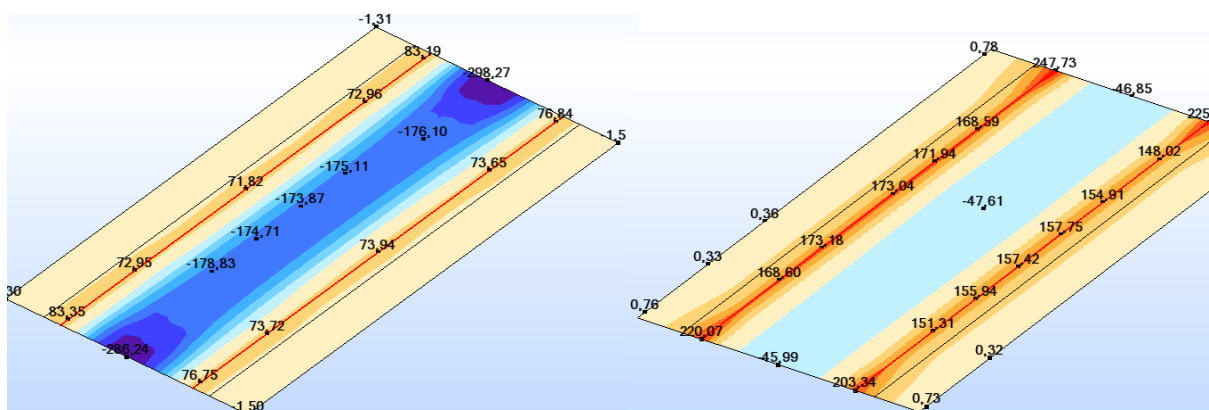


Figura 7-33 - Momentos transversais máximos positivos (esquerda) e negativos (direita) na solução bi-viga

O momento máximo positivo é cerca de 175KN.m/m, o momento negativo registra um valor máximo de aproximadamente 158KN.m/m, representando estes valores mais do dobro dos valores obtidos para a solução multi-viga. O software permite utilizar rotinas automáticas para o dimensionamento de armaduras em lajes, utilizando essa funcionalidade obtiveram-se os resultados apresentados na figura 7-34 para as áreas de armaduras de momentos positivos (armaduras inferiores). É possível verificar que para a solução com várias vigas a armadura necessária é em quase toda a laje a armadura mínima, daí a cor constante no mapa de armaduras, na solução com duas vigas verifica-se que existe um grande acréscimo da área de armadura, registrando-se um máximo de aproximadamente 25cm²/m, que não é um valor elevado.

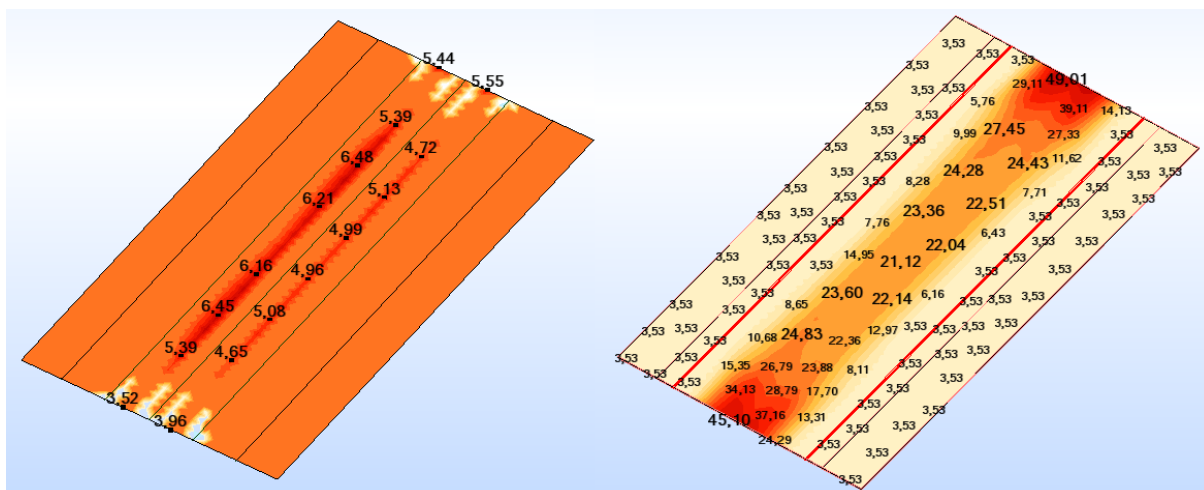


Figura 7-34 - Áreas de armadura (cm^2/m) necessárias para a solução multiviga (esquerda) e bi-viga (direita)

Foram também avaliados os esforços transversos, que são favoráveis à solução multi-viga, os resultados são apresentados nas figuras seguintes:

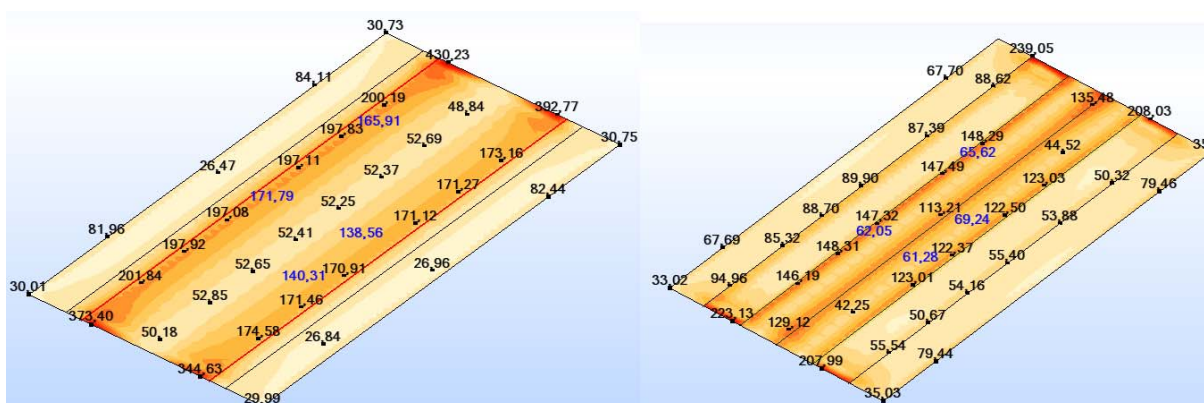


Figura 7-35 - Esforços transversos máximos na solução bi-viga (esquerda) e multi-viga (direita)

Para além dos esforços máximos, que ocorrem sobre as vigas, foram também representados mais alguns valores fora da zona de influência das vigas que será o esforço transversal que terá de ser efectivamente resistido pela laje. Apesar de os valores serem mais elevados para a solução com duas vigas este esforço não será responsável por um aumento significativo do custo da laje em relação à outra solução, por não ser muito elevado para uma laje de 25cm de espessura e que na realidade será mais espessa na zona das vigas. Depois desta análise, pode concluir-se que o custo da laje não será muito diferente para as duas soluções estudadas.

8

CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

8.1. CONCLUSÕES

Esta dissertação centra-se no estudo de tabuleiros de pontes mistas aço/betão. Entre os objectivos destacam-se o estudo da situação actual das pontes mistas em Portugal, a aplicação das normas europeias e o estudo económico para comparação de duas das soluções mais correntemente utilizadas em pontes mistas de pequeno/médio vão. Mesmo num mercado onde as estruturas de betão são tradicionalmente as preferidas, as pontes mistas apresentam características que as tornam muitas vezes na melhor solução: processos construtivos mais simples, prazos de construção mais curtos, leveza da estrutura.

A entrada em vigor das normas europeias é uma realidade próxima. Com este estudo percebeu-se que esta regulamentação está já muito desenvolvida e vem colmatar diversas falhas na regulamentação portuguesa no que se refere às estruturas mistas aço/betão. A quantificação de acções em particular parece ser mais adequado às condições de tráfego actuais, pela sua actualidade.

O estudo realizado envolveu a comparação de custos entre pontes com duas vigas em perfis I reconstituídos soldados e pontes com várias vigas em perfis laminados correntes, para vãos entre 17m e 25m, para diferentes tipologias de tabuleiro. Após o dimensionamento de várias soluções para as diferentes estruturas, foram registadas as quantidades de aço, permitindo concluir que com perfis reconstituídos soldados se consegue uma redução significativa da quantidade de aço necessária, sendo essa redução crescente com o aumento do vão a vencer. Recorrendo a preços de mercado, foi possível verificar que no estado actual de desenvolvimento das técnicas de produção destes perfis, é mais barato produzir um perfil PRS do que um perfil laminado corrente. Com os preços obtidos foram realizadas e comparadas estimativas do custo da estrutura metálica para as diferentes soluções. Foi posteriormente realizada uma análise da laje entre duas das soluções dimensionadas, correspondendo cada uma a um esquema estrutural diferente, tentando perceber se o custo deste elemento poderia influenciar de forma significativa a diferença de custos entre as duas, concluindo-se que não, estes elementos terão custos semelhantes nas duas soluções.

Concluiu-se que pontes mistas simplesmente apoiadas com vãos entre 17m e 25m com solução em perfis reconstituídos soldados são mais económicas do que com perfis laminados correntes.

8.2. PERSPECTIVAS PARA FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

Enumeram-se em seguida algumas perspectivas para futuros desenvolvimentos na sequência do trabalho realizado nesta dissertação:

- Dimensionamento ótimo da solução bi-viga em vãos contínuos até 60m.
- Estudo comparativo entre a solução com vigas em caixão e a solução bi-viga para vãos de 25-60m.
- Estudo de novas soluções estruturais.
- Estudo de Pontes contínuas com utilização de sistemas de pré-esforço.
- Modelação Numérica e experimental de estruturas mistas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [R1]- Póvoas, A. A., *Processos construtivos de edifícios mistos aço-betão*, IV congresso de construção metálica e mista, Lisboa, 2003.
- [R2]- “*Revista da Associação Portuguesa De Construção Metálica e Mista, metálica n.º 17*”, CMM, Coimbra, Dezembro 2008.
- [R3]- Reis, A. J., *Pontes Metálicas e Mistas: Desenvolvimentos e Realizações*, I Encontro Nacional de Construção Metálica e Mista, Porto, 1997.
- [R4]- Slovenian Metal Processing Association and University of Ljubljana, Faculty of Civil and Geodetic Engineering, “*International Symposium Composite and Concrete Structures- State of the Art and New Developments*”, Ljubljana, 2004.
- [R5]- Catai, E, “*Análise dos Efeitos da Retracção e Fluência em Vigas Mistas*”, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2005
- [R6]- IABSE - International Association for Bridge and Structural Engineering, “*Composite steel-concrete: construction and Eurocode 4*”, Bruxelas, 1990.
- [R7]- Mendonça, T., Brito, V., Barros, P., “*A1 – Auto-estrada do Norte – sublanço Santarém / Torres Novas: alargamento e beneficiação para 2x3 vias – passagens superiores*”, VI congresso de construção metálica e mista, Porto, 2007.
- [R8]- “*Revista da Associação Portuguesa De Construção Metálica e Mista, metálica n.º 9*”, CMM, Coimbra, Dezembro 2004.
- [R9]- Reis, A. J., “*Pontes Metálicas e Mistas-PMM*”, FUNDEC, 2007
- [R10]- Silva, L., Gervásio, H., “*Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados*”, CMM- Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007
- [R11]- http://www.cbca-ibs.org.br/nsite/site/acos_estruturais.asp, 15/09/08
- [R12]- UNE-EN10025-4, “*Produtos laminados en caliente de acero para estructuras, Parte 4: condiciones técnicas suministro dos los aceros estructurales soldables de grano fino laminados termomecánicamente*”, 2007.
- [R13]- UNE-EN10025-, “*Produtos laminados en caliente de acero para estructuras, Parte 3: condiciones técnicas suministro dos los aceros estructurales soldables de grano en la condición de normalizado/laminado de normalización*”, 2006.
- [R14]- Gomes, C., “*PONTES MISTAS- Concepção, Projecto, Execução e Investigação*”, Dissertação de Mestrado, Universidade do Minho, 1999.
- [R15]- UNE-EN10025-, “*Produtos laminados en caliente de acero para estructuras, Parte 1: condiciones técnicas generales suministro*”, 2006.
- [R16]- Davaine, L., Imberty, F., Raoul, J., “*Guidance book- Eurocodes 3 and 4- Application to steel-concrete composite road bridges*”, Setra/CTOA, 2007
- [R17]- “*Recomendaciones para el proyecto de puentes mixtos para carreteras-RPX-95*”, Espanha, 1995.
- [R18]- Klinsky, G, “*Uma Contribuição ao Estudo das Pontes em Vigas*”, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 1999.
- [R19]- Manterola, J., “*Puentes: apuntes para su diseño, cálculo y construcción*”, Colegio de Ingenieros de caminos, canales y puertos, Madrid, 2000

Bourrier, P., Brozzetti, J., "Construction métallique et mixte acier-béton-Calcul et dimensionnement selon les Eurocodes 3 et 4", Eyrolles, Paris, 1996

Alvarez, R., "Estructuras de Acero – Calculo", Bellisco, Madrid, 2005

Corus Construction Industrial, "Composite steel highway bridges", 2005

Johnson, R.P., Buckby, R.J., "Composite Structures of steel and concrete Volume 2.", Granada, Londres, 1979.

Lamas, A., Silva, L.S., "Proceedings of Third European Conference on Steel Structures Volume I", CMM, Guimarães, 2002.

Lamas, A.; Cruz, P., Calado, L., "Construção Metálica e Mista", Porto, 1997.

Owens, G.W.; Knowles, P.R., "Steel Designers' Manual Fifth edition" Blackwee Scientific Publications, Oxford, 1993.

"Composite Bridge Design for small and Medium Spans-Design Guide", Institute of steel construction, 2001.

EN1994-1-1 "Eurocode 4 Design of composite Steel and concrete Structures Part 1.1: General rules and rules for buildings" CEN, 2004.

EN1994-2 "Eurocode 4 Design of composite Steel and concrete Structures Part 2: General rules and rules for bridges" CEN, 2005.

EN1993-1-1 "Eurocode 3 Design of Steel Structures Part 1-1: General rules and rules for buildings" CEN, 2004.

prEN1993-1-5 "Eurocode 3 Design of Steel Structures Part 1-5: Plated Structural elements" CEN, 2004.

prEN1990 "Eurocode –Basis of structural design" CEN, 2001

prEN1991-2 "Eurocode 1 –Actions on structures –Part 2: Traffic loads on bridges" CEN, 2002

EN1991-1-4 "Eurocode 1 –Actions on structures –Part 1-4: General actions –Wind" CEN, 2005

EN1992-1-1 "Eurocode 2 –Design of Concrete Structures –Part 1-1: General rules and rules for buildings" CEN, 2004

"Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes", Porto Editora, Porto, 2000

ANEXOS

Tabela A 1-Dados referentes à solução bi-viga com altura limitada- tabuleiro 10,7m de largura

10,7m bi-viga S275-Altura Limitada												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	110	11,6	7122	1704	13	30	2	104,5	1,2	55	3,5
19	PRS	110	15,5	8543	1824	17	35	2,5	104,0	1,3	65	3,5
21	PRS	110	19,4	10084	1944	20	35	2,5	103,5	1,4	70	4
23	PRS	113	26,6	11804	2074	24	50	3,5	105,0	1,6	75	4
25	PRS	115	38,0	13738	2218	22	50	3,5	105,0	1,8	80	6
10,7m bi-viga S355-Altura Limitada												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	109,5	9,2	7088	1696	19	30	2	105,0	1,2	45	2,5
19	PRS	110	11,5	8482	1811	23	30	2	105,0	1,2	50	3
21	PRS	110	15,7	10020	1932	26	35	2,5	104,0	1,3	55	3,5
23	PRS	110	20,4	11685	2053	31	40	3	104,0	1,3	55	3,5
25	PRS	110	24,9	13468	2174	35	40	3	103,0	1,5	70	4
10,7m bi-viga S460-Altura Limitada												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	110	8,1	7072	1693	24	30	2	105,5	1,2	30	2,5
19	PRS	110	9,8	8455	1806	29	30	2	105,5	1,2	40	2,5
21	PRS	110,5	12,2	9958	1920	33	30	2	105,5	1,2	45	3
23	PRS	111	14,8	11578	2035	41	35	2	105,5	1,3	50	3
25	PRS	111	19,5	13355	2156	44	35	2,5	104,5	1,3	60	3,5

Tabela A 2 Dados referentes à solução bi-viga com altura limitada- tabuleiro 13,0m de largura

13,0m bi-viga S355-Altura Limitada												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	109,5	10,8	7892	1888	17	30	2,5	104,0	1,2	50	3
19	PRS	110	13,8	9465	2020	20	30	2,5	104,0	1,3	55	3,5
21	PRS	110	17,5	11177	2154	24	35	2,5	104,0	1,4	65	3,5
23	PRS	111	21,3	13023	2288	28	35	2,5	104,0	1,4	70	4
25	PRS	111	26,1	15023	2425	33	35	3	103,5	1,5	80	4
13,0m bi-viga S460-Altura Limitada												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	110	8,4	7860	1880	24	30	2	105,5	1,2	35	2,5
19	PRS	110	10,6	9415	2010	28	30	2	105,5	1,3	45	2,5
21	PRS	110,5	13,2	11102	2140	32	30	2	105,5	1,3	50	3
23	PRS	111	15,6	12916	2269	38	30	2	105,5	1,3	60	3
25	PRS	111	19,6	14887	2403	42	30	2	105,5	1,4	65	3,5

Tabela A 3- Dados referentes à solução bi-viga com altura limitada - tabuleiro 13,20m de largura

13,20m bi-viga S355-Altura Limitada												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	110	11,6	8771	2100	18	30	2,5	104,5	1,3	55	3
19	PRS	110	14,4	10479	2239	22	30	2,5	104,0	1,3	60	3,5
21	PRS	110	18,0	12335	2379	27	30	2,5	104,0	1,5	70	3,5
23	PRS	110	22,9	14353	2523	31	35	2,5	103,5	1,6	75	4
25	PRS	111	28,2	16520	2668	38	40	3	103,5	1,8	80	4
13,20m bi-viga S460-Altura Limitada												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	109,5	8,9	8734	2092	25	30	2	104,5	1,2	35	3
19	PRS	110,5	11,9	10439	2230	30	30	2,5	105,0	1,3	45	3
21	PRS	111	15,0	12283	2369	34	30	2,5	105,0	1,4	50	3,5
23	PRS	111	18,9	14275	2510	40	35	2,5	105,0	1,5	60	3,5
25	PRS	112	22,7	16406	2650	49	40	3	105,0	1,5	65	3,5

Tabela A 4 Dados referentes à solução bi-viga sem limitação de altura - tabuleiro 10,7m de largura

10,7m bi-viga S275												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	120,5	11,2	7116	1703	13	30	2,5	115,0	1,2	50	3
19	PRS	135,5	13,9	8519	1819	14	30	2,5	129,5	1,2	50	3,5
21	PRS	146	16,5	10033	1934	15	30	2,5	140,0	1,2	55	3,5
23	PRS	156	19,3	11664	2050	17	30	2,5	150,0	1,2	60	3,5
25	PRS	166	23,0	13427	2168	18	30	2,5	160,0	1,3	65	3,5
10,7m bi-viga S355												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	115	9,2	7090	1697	16	30	2	110,0	1,2	35	3
19	PRS	135	11,0	8474	1810	19	30	2	130,0	1,2	35	3
21	PRS	150	12,8	9970	1922	21	30	2	145,0	1,2	35	3
23	PRS	160	15,2	11585	2036	23	30	2	155,0	1,2	40	3
25	PRS	170	17,7	13317	2150	25	30	2	165,0	1,2	45	3
10,7m bi-viga S460												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	119	8,0	7070	1692	23	30	2	115,0	1,2	30	2
19	PRS	130,5	9,8	8455	1806	24	30	2	126,0	1,2	30	2,5
21	PRS	149,5	11,7	9950	1918	25	30	2	145,0	1,2	30	2,5
23	PRS	160	13,3	11550	2030	29	30	2	155,5	1,2	30	2,5
25	PRS	170	15,6	13273	2143	31	30	2	165,5	1,2	35	2,5

Tabela A 5 - Dados referentes à solução bi-viga sem limitação de altura - tabuleiro 13,0m de largura

13,0m bi-viga S275												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	M _{sd,max} (KN.m)	V _{sd,max} (KN.m)	δ _{serv} (mm)	b _s (cm)	t _s (cm)	h _w (cm)	t _w (cm)	b _i (cm)	t _i (cm)
17	PRS	121	12,5	7916	1893	12	30	2,5	115,0	1,2	55	3,5
19	PRS	135	15,1	9485	2024	13	30	2,5	129,0	1,2	60	3,5
21	PRS	150	18,0	11186	2156	14	30	2,5	144,0	1,2	65	3,5
23	PRS	165	20,4	13007	2285	15	30	2,5	159,0	1,2	65	3,5
25	PRS	175	23,5	14969	2416	17	30	2,5	169,0	1,2	70	3,5
13,0m bi-viga S355												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	M _{sd,max} (KN.m)	V _{sd,max} (KN.m)	δ _{serv} (mm)	b _s (cm)	t _s (cm)	h _w (cm)	t _w (cm)	b _i (cm)	t _i (cm)
17	PRS	120,5	10,3	7885	1886	16	30	2,5	115,0	1,2	40	3
19	PRS	135	12,6	9445	2016	17	30	2,5	129,5	1,2	45	3
21	PRS	150	14,5	11126	2144	19	30	2,5	144,5	1,2	45	3
23	PRS	161	17,0	12942	2274	21	30	2,5	155,0	1,2	50	3
25	PRS	171	20,2	14899	2405	22	30	2,5	165,0	1,2	50	3,5
13,0m bi-viga S460												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	M _{sd,max} (KN.m)	V _{sd,max} (KN.m)	δ _{serv} (mm)	b _s (cm)	t _s (cm)	h _w (cm)	t _w (cm)	b _i (cm)	t _i (cm)
17	PRS	119,5	8,4	7859	1880	22	30	2	115,0	1,2	30	2,5
19	PRS	132,5	9,9	9403	2007	25	30	2	128,0	1,2	30	2,5
21	PRS	149,5	12,2	11085	2136	25	30	2	145,0	1,2	35	2,5
23	PRS	161	14,6	12895	2265	26	30	2	155,5	1,2	35	3
25	PRS	170	17,0	14834	2394	28	30	2	165,0	1,2	40	3

Tabela A 6- Dados referentes à solução bi-viga sem limitação de altura - tabuleiro 13,20m de largura

13,20m bi-viga S275												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	121,5	14,1	8807	2109	12	30	2,5	115,5	1,2	70	3,5
19	PRS	135	16,9	10518	2247	13	30	2,5	129,0	1,2	75	3,5
21	PRS	150	19,3	12358	2383	15	30	2,5	144,0	1,2	75	3,5
23	PRS	165	22,6	14347	2522	15	30	2,5	159,0	1,2	80	3,5
25	PRS	175	25,9	16471	2660	18	30	2,5	169,0	1,3	80	3,5
13,20m bi-viga S355												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	120,5	11,1	8764	2099	18	30	2,5	115,0	1,3	45	3
19	PRS	135	13,1	10458	2234	19	30	2,5	129,5	1,2	50	3
21	PRS	150	15,7	12294	2371	20	30	2,5	144,5	1,2	55	3
23	PRS	164	18,4	14267	2508	21	30	2,5	158,5	1,2	60	3
25	PRS	175	21,3	16377	2645	23	30	2,5	169,5	1,2	65	3
13,20m bi-viga S460												
Vão(m)	Tipo	H(cm)	Aço(ton)	$M_{sd,max}(KN.m)$	$V_{sd,max}(KN.m)$	$\delta_{serv}(mm)$	$b_s(cm)$	$t_s(cm)$	$h_w(cm)$	$t_w(cm)$	$b_i(cm)$	$t_i(cm)$
17	PRS	120	8,8	8732	2091	23	30	2,5	115,5	1,2	70	3,5
19	PRS	134,5	10,9	10423	2227	24	30	2,5	129,0	1,2	75	3,5
21	PRS	150	12,7	12242	2361	27	30	2,5	144,0	1,2	75	3,5
23	PRS	160	14,9	14199	2496	29	30	2,5	159,0	1,2	80	3,5
25	PRS	176	18,0	16308	2634	29	30	2,5	169,0	1,3	80	3,5

Tabela A 7 Dados referentes à solução multi-viga – tabuleiro 10,7m de largura

Tabuleiro 10.7m S275					
Vão (m)	N.º Vigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	2	HL1100B	6,0	2	13,7
19	3	HL1100A	3,0	2	20,0
21	3	HL1100B	3,0	2	25,2
23	4	HL1100A	2,7	1	32,2
25	4	HL1100B	2,7	1	39,8
Tabuleiro 10.7m S355					
Vão (m)	N.º Vigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	2	HL1000AA	6,0	2	10,4
19	2	HL1100A	6,0	2	13,4
21	2	HL1100B	6,0	2	16,7
23	3	HL1100A	3,0	2	24,2
25	3	HL1100B	3,0	2	29,8
Tabuleiro 10.7m S460					
Vão (m)	N.º Vigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	2	HE900A	6,0	2	8,8
19	2	HE1000A	6,0	2	10,6
21	2	HE1000A	6,0	2	13,8
23	3	HE1000A	3,0	2	19,1
25	3	HL1000A	3,0	2	24,6

Tabela A 8 Dados referentes à multiviga – tabuleiro 13m largura

Tabuleiro 13m S275					
Vão (m)	N.ºvigas	Tipo	Espaçamento(m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	3	HL1100A	3,6	3	18,0
19	3	HL1100B	3,6	3	22,8
21	5	HL1000AA	2,4	2	31,8
23	4	HL1100B	3,0	2	36,7
25	5	HL1100B	2,4	2	49,7
Tabuleiro 13m S355					
Vão (m)	N.º Vigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	2	HL1000A	7,2	3	11,2
19	2	HL1100B	7,2	3	15,2
21	3	HL1100A	3,6	2	22,1
23	3	HL1100B	3,6	2	27,5
25	4	HL1100A	3,0	2	35,0
Tabuleiro 13m S460					
Vão(m)	N.º Vigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	2	HE1000A	7,2	3	9,5
19	2	HL1000A	7,2	3	12,5
21	2	HL1100B	7,2	3	16,8
23	3	HL1100A	3,6	3	24,2
25	3	HL1100B	3,6	3	29,8

Tabela A 9- Dados referentes à solução multi-viga – tabuleiro 13,20m de largura

Tabuleiro 13,20m S275					
Vão (m)	N.ºvigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	3	HL1100A	3,7	3	18,0
19	4	HL1000A	2,9	3	25,0
21	4	HL1100B	2,9	3	33,6
23	5	HL1100B	2,3	2	45,8
25	6	HL1100B	1,9	2	50,9
Tabuleiro 13,20m S355					
Vão (m)	N.º Vigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	2	HE1100A	7,4	3	12,0
19	2	HL1100B	7,4	3	15,2
21	3	HL1100B	3,7	3	25,2
23	4	HE1000B	2,5	3	34,8
25	5	HL1100A	2,2	2	43,7
Tabuleiro 13,20m S460					
Vão (m)	N.º Vigas	Tipo	Espaçamento (m)	Consola (m)	Aço (ton)
17	2	HE1000A	7,4	3	9,5
19	2	HL1100A	7,4	3	12,5
21	2	HL1100B	7,4	3	16,8
23	3	HL1100A	3,7	3	24,2
25	3	HL1000B	3,7	3	29,9

Tabela A 10- Soluções testadas no Acobri-tabuleiro 10,7m

Tabuleiro 10.7m S275						
Vão	N.ºvigas	Tipo	Espaçamento	Consola	Aço(ton)	
17	2	HL1100B		6	2,35	13,66
17	3	HI1000A		3	2,35	16,85
19	3	HL1100A		3	2,35	20,04
21	3	HL1100B		3	2,35	25,16
17	4	He900A		2,67	1,35	17,51
19	4	HE1000A		2,67	1,35	21,13
21	4	HL1000AA		2,67	1,35	25,44
23	4	HL1100A		2,67	1,35	32,207
25	4	HL1100B		2,67	1,35	39,8
17	5	HE700A		2,05	1,25	19,52
19	5	HE900A		2,05	1,25	24,4
21	5	HE1000A		2,05	1,25	29,14
23	5	HL1000AA		2,05	1,25	34,76
25	5	HL1000A		2,05	1,25	40,92
S355						
17	2	HL1000AA		6	2,35	10,35
19	2	HL1100A		6	2,35	13,36
21	2	HL1100B		6	2,35	16,7
17	3	HE900A		3	2,35	13,134
19	3	HE1000A		3	2,35	15,846
21	3	HL1100AA		3	2,35	19,081
23	3	HL1100A		3	2,35	24,156
25	3	HL1100B		3	2,35	29,848
17	4	HE600A		2,67	1,35	14,23
19	4	HE900A		2,67	1,35	21,54
21	4	HE1000A		2,67	1,35	23,3
23	4	HE1000A		2,67	1,35	25,48
25	4	HL1100AA		2,67	1,35	30,174
17	5	HE600A		2,05	1,25	15,467

19	5	HE700A	2,05	1,25	19,83
21	5	HE800A	2,05	1,25	24,08
23	5	HE900A	2,05	1,25	29,44
25	5	HE1000A	2,05	1,25	34,6
S460					
17	2	HE900A	6	2,35	8,76
19	2	HE1000A	6	2,35	10,6
21	2	HE1000A	6	2,35	13,8
17	3	HE700A	3	2,35	10,67
19	3	HE800A	3	2,35	13,059
21	3	HE900A	3	2,35	16,154
23	3	HE1000A	3	2,35	19,114
25	3	HL1000A	3	2,35	24,55
17	4	HE650A	2,667	1,35	13,32
19	4	HE800A	2,667	1,35	17,4
21	4	HE800A	2,667	1,35	19,2
23	4	HE900A	2,667	1,35	23,55
25	4	HL1000A	2,667	1,35	27,63
17	5	HE600A	2,05	1,25	15,466
19	5	HE700A	2,05	1,25	19,83
21	5	HE800A	2,05	1,25	24
23	5	HE800A	2,05	1,25	26,252
25	5	HE900A	2,05	1,25	31,95

Tabela A 11 Soluções testadas no Acobri-tabuleiro 13,0m

Tabuleiro 13m S275					
Vão	N.ºvigas	Tipo	Espaçamento	Consola	Aço(ton)
17	3	HL1100A	3,6	2,9	17,99
19	3	HL1100B	3,6	2,9	22,825
17	4	HE1000A	3	2,35	18,95
19	4	HL1000AA	3	2,35	23,07
21	4	HL1100B	3	2,35	33,56
23	4	HL1100B	3		36,67
17	5	He900A	2,35	1,8	21,89
19	5	HE1000A	2,35	1,8	26,41
21	5	HL1000AA	2,35	1,8	31,8
23	5	HL1100A	2,35	1,8	40,259
25	5	HL1100B	2,35	1,8	49,747
17	6	HE800A	1,92	1,7	23,43
19	6	HE900A	1,92	1,7	29,28
21	6	HE1000A	1,92	1,7	34,96
23	6	HL1000A	1,92	1,7	45,25
25	6	HL1100A	1,92	1,7	52,42
S355					
17	2	HL1000A	7,2	2,9	11,23
19	2	HL1100B	7,2	2,9	15,2
17	3	HE1000A	3,6	2,35	14,21
19	3	HL1000AA	3,6	2,35	17,306
21	3	HL1100A	3,6	2,35	22,1
23	3	HL1100B	3,6	2,35	27,5
17	4	HE900A	3	2	17,52
19	4	He900A	3	2	19,52
21	4	HE1000A	3	2	23,3
23	4	HL1000A	3	2	30,17
25	4	HL1100A	3	2	34,95
17	5	HE1000A	2,35	1,8	17,8

19	5	HL1100AA	2,35	1,8	21,76
21	5	HE600A	2,35	1,8	26,9
23	5	HE700A	2,35	1,8	31,86
25	5	HE800A	2,35	1,8	40,92
17	6	HE650A	1,92	1,7	19,8
19	6	HE800A	1,92	1,7	26,117
21	6	He900A	1,92	1,7	32,3
23	6	He900A	1,92	1,7	35,33
S460					
17	2	HE1000A	7,2	2,9	9,475
19	2	HL1000A	7,2	2,9	12,517
21	2	HL1100B	7,2	2,9	16,77
17	3	HE800A	3,6	2,9	11,72
19	3	HE1000A	3,6	2,9	15,85
21	3	HL1100A	3,6	2,9	22,1
23	3	HL1100A	3,6	2,9	24,156
25	3	HL1100B	3,6	2,9	28,848
17	4	HE700B	3	2	14,23
19	4	HE800B	3	2	17,45
21	4	HE900A	3	2	21,54
23	4	HE1000A	3	2	25,5
25	4	HL1000A	3	2	32,74
17	5	HE650A	2,35	1,8	16,5
19	5	HE700A	2,35	1,8	19,83
21	5	HE800A	2,35	1,8	24
23	5	HE900A	2,35	1,8	29,43
25	5	HE1000A	2,35	1,8	34,6
17	6	HE600A	1,92	1,7	18,6
19	6	HE650A	1,92	1,7	22,08
21	6	HE800A	1,92	1,7	28,81
23	6	HE800A	1,92	1,7	31,502
25	6	He900A	1,92	1,7	38,35

Tabela A 12- Soluções testadas no Acobri-tabuleiro 13,20m

Tabuleiro 13,20m S275					
Vão	N.ºvigas	Tipo	Espaçamento	Consola	Aço(ton)
17	3	HL1100A	3,7	2,9	17,99
17	4	HL1000AA	2,9	2,95	20,708
19	4	HL1000A	2,9	2,95	25,034
21	4	HL1100B	2,9	2,95	33,55
17	5	HE900A	2,3	2	21,89
19	5	HL1000AA	2,3	2	28,84
21	5	HL1000A	2,3	2	34,5
23	5	HL1100B	2,3	2	45,84
17	6	HE900A	1,88	1,9	26,3
19	6	HE1000A	1,88	1,9	31,65
21	6	HL1000AA	1,88	1,9	38,16
23	6	HL1100A	1,88	1,9	48,31
25	6	HL1100B	1,88	1,9	50,94
S355					
17	2	HE1100A	7,4	2,9	11,99
19	2	HL1100B	7,4	2,9	15,22
17	3	HE1000A	3,7	2,9	14,21
19	3	HL1100A	3,7	2,9	20,04
21	3	HL1100B	3,7	2,9	25,16
17	4	HE900A	2,47	2,9	17,51
19	4	HL1100AA	2,47	2,9	23,074
21	4	HL1100A	2,47	2,9	27,6
23	4	HE1000B	2,47	2,9	34,83
17	5	HE800A	2,15	2,3	19,52
19	5	HE900A	2,15	2,3	24,4
21	5	HE1000A	2,15	2,3	29,13
23	5	HL1100A	2,15	2,3	40,26
25	5	HL1100A	2,15	2,3	43,67

17	6	HE700A	1,9	1,85	21,35
19	6	HE800A	1,9	1,85	26,17
21	6	HE900A	1,9	1,85	32,3
23	6	HE1000A	1,9	1,85	38,23
25	6	HL1000A	1,9	1,85	45,25
S460					
17	2	HE1000A	7,4	2,9	9,475
19	2	HL1100A	7,4	2,9	12,517
21	2	HL1100B	7,4	2,9	16,77
19	3	HE1000A	3,7	2,9	15,85
21	3	HL1000A	3,7	2,9	20,7
23	3	HL1100A	3,7	2,9	24,156
25	3	HL1000B	3,7	2,9	29,85
17	4	HE800A	2,47	2,9	15,616
19	4	HE900A	2,47	2,9	19,52
21	4	HE1000A	2,47	2,9	23,3
23	4	HL1000A	2,47	2,9	30,17
25	4	HL1100A	2,47	2,9	34,95
17	5	HE650A	2,15	2,3	16,56
19	5	HE800A	2,15	2,3	21,76
21	5	HE900A	2,15	2,3	26,93
23	5	HE1000A	2,15	2,3	31,856
25	5	HE1000A	2,15	2,3	34,6
17	6	HE600A	1,9	1,85	18,6
19	6	HE700B	1,9	1,85	23,8
21	6	HE800B	1,9	1,85	28,81
23	6	HE900A	1,9	1,85	35,327
25	6	HE1000A	1,9	1,85	41,5